

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

**EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES**

AVILÉS GOYES MARÍA GABRIELA

DIRECTOR: INGENIERO MARCELO GUERRA

QUITO, 2018

DEDICATORIA

A mis padres Gonzalo y Magdalena por ser mi apoyo en todo momento,
a mi esposo Esteban y a mi hija Azul por ser mi fortaleza

RESUMEN

El contenido de este trabajo se compone de cinco capítulos en los que se realiza una fase de investigación urbana, una de conceptualización, una de análisis y diseño estructural. El contenido tiene como fin diseñar viviendas con contenedores reciclados para la parroquia Pedernales satisfaciendo necesidades económicas y sísmo resistentes

Capítulo 1. El estudio del contexto urbano del cantón Pedernales, sirve como referencia para realizar las propuestas arquitectónicas y estructurales que más se adapten a la realidad geográfica, económica y social de este cantón

Capítulo 2. La conceptualización es útil para comprender los conceptos estructurales con los cuales se analizan y diseñan las tipologías de vivienda propuestas. En este capítulo se define un macro programa en el que se estudian los elementos necesarios para dar inicio al análisis y diseño estructural de las tipologías de vivienda, estos elementos son normas y códigos de diseño, proyecto arquitectónico, elementos estructurales, esquemas de configuración estructural, cargas gravitacionales y sísmicas

Capítulo 3. Se analiza un módulo de contenedor para identificar todos los elementos estructurales y no estructurales que lo componen. Para garantizar que los elementos estructurales del contenedor reciclado sean aptos para la construcción, se hacen ensayos de resistencia según las normas ISO presentadas en este capítulo.

El capítulo termina con un análisis del comportamiento estructural de las viviendas tipo 1 y 2 realizado en el programa Etabs, donde se detalla las cargas pertenecientes a cada estructura, los grados de libertad y tipos de apoyo, diagramas de corte, momento, deformaciones, desplazamientos laterales, derivas de piso y cortante basal

Capítulo 4. En el diseño estructural de las viviendas tipo 1 y 2 se determina que los elementos estructurales existentes en los contenedores metálicos son insuficientes para resistir las cargas a las que está sometida la estructura de cada tipología de

vivienda, por esta razón se plantean elementos estructurales de refuerzo, luego se verifica la eficiencia de diseño en cada uno de los elementos bajo las combinaciones de carga sísmica más críticas para así garantizar la seguridad de los usuarios, finalmente se dibujan los planos estructurales con los perfiles diseñados en programa Etabs detallando los tipos de elementos estructurales, sus dimensiones y los tipos de suelda utilizados para la unión de cada uno

Capítulo 5. En este capítulo se realiza el análisis y diseño manual de la cimentación de la vivienda tipo 2, extrayendo del programa Etabs las cargas axiales que se transmiten a cada una de las columnas de planta baja, con estos datos y los del estudio de suelo se calculan las dimensiones de la cimentación. Se plantea plintos aislados y zapatas combinadas de hormigón armado conforme al tipo de suelo y las distancias entre columnas, luego se define los detalles constructivos de cada plinto y finalmente se hace un plano de la planta de cimentación donde se especifican los tipos de plinto, dimensiones y diámetros de las varillas de acero.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
RESUMEN.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
CAPÍTULO 1	1
PRESENTACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN..	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	2
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.4 OBJETIVOS	3
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.5 MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL	4
1.5.1 ANTECEDENTES O MARCO REFERENCIAL.....	4
1.5.2 MARCO TEÓRICO.....	4
1.5.3 MARCO CONCEPTUAL.....	5
1.6 ALCANCE	5
1.7 HIPÓTESIS	6
1.8 PROCEDIMIENTO – METODOLOGÍA	7
CAPÍTULO 2	8
ANÁLISIS CONTEXTUAL DEL CANTÓN PEDERNALES	8
2.1 UBICACIÓN	9
2.1.1 AREA DEL PROYECTO.....	10
2.2 RESEÑA HISTÓRICA	11
2.2.1 TERREMOTO EN PEDERNALES.....	12
2.3 INFORMACIÓN GEOGRÁFICA	14
2.3.1 GEOLOGÍA.....	14
2.3.2 TOPOGRAFÍA.....	15
2.3.3 CLIMA	15
2.3.4 PRECIPITACIONES.....	16
2.3.5 HIDROLOGÍA.....	16

2.4	ASPECTOS DEMOGRÁFICOS	16
2.5	ASPECTOS ECONÓMICOS	17
2.5.1	ECONOMÍA DE PEDERNALES DESPUÉS DEL TERREMOTO DEL AÑO 2016.....	19
2.6	ASPECTOS URBANOS	19
2.6.1	USO DE SUELOS	20
2.6.1.2	USO RESIDENCIAL.	21
2.6.1.3	USO COMERCIAL.....	22
2.6.1.4	USO RECREATIVO	22
2.6.2	ALTURA DE LAS EDIFICACIONES.	23
2.6.3	DEMANDA ACTUAL DE VIVIENDA	24
2.6.4	MORFOLOGÍA URBANA	25
2.6.5	ESTADO DE LA EDIFICACIÓN.....	25
2.6.6	ASPECTOS CULTURALES.....	26
2.7	SISTEMAS URBANOS.....	27
2.7.1	VÍAS	27
2.7.2	ÁREAS VERDES.....	27
2.7.3	ESPACIO PÚBLICO.....	27
2.7.4	EQUIPAMIENTOS URBANOS	28
2.8	DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	28
CAPÍTULO 3	30
CONCEPTUALIZACIÓN	30
3.1	BASE CONCEPTUAL.....	31
3.1.1	ACERO	31
3.1.1.1	FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN CON ACERO	31
3.1.1.2	COMPORTAMIENTO DEL ACERO.	32
3.1.1.3	MÉTODOS DE DISEÑO	32
3.1.2	CONTENEDOR Y EVOLUCIÓN.....	33
3.1.2.1	HISTORIA DE LOS CONTENEDORES.	35
3.1.3	ESTRUCTURA.....	37
3.1.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	38
3.1.4.1	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.	38
3.1.4.2	CONEXIONES ATORNILLADAS	38
3.1.4.3	ELEMENTOS A FLEXIÓN	39

3.1.4.4	ELEMENTOS DE CORTE.....	39
3.1.4.5	ELEMENTOS A COMPRESIÓN	40
3.1.4.6	ELEMENTOS A TENSIÓN.....	41
3.1.4.7	ESFUERZOS COMBINADOS.....	41
3.1.4.8	MARCO RÍGIDO.....	41
3.1.4.9	DIAFRAGMA.....	42
3.1.4.10	MURO DE CORTE	42
3.1.5	DISEÑO ESTRUCTURAL	43
3.2	DEFINICIÓN DEL MACRO PROGRAMA GENERAL	43
3.2.1	ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS.....	43
3.2.1.1	AISC	43
3.2.1.2	NEC	44
3.2.2	PROYECTO ARQUITECTÓNICO	44
3.2.2.1	DELIMITACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO	45
3.2.2.2	ESQUEMA DE IMPLANTACIÓN.....	46
3.2.3	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	58
3.2.3.1	ESQUEMAS DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	58
3.2.3.2	SUPERESTRUCTURA	61
3.2.3.3	SUBESTRUCTURA	62
3.2.4	CARGAS	63
3.2.4.1	CARGAS MUERTAS	64
3.2.4.2	CARGAS VIVAS	65
3.2.4.3	LLUVIA	65
3.2.4.4	SISMO	65
3.2.4.5	DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	66
CAPÍTULO 4	67
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	67
4.1	ANÁLISIS DE UN MÓDULO DE CONTENEDOR.....	68
4.1.1	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN CONTENEDOR.....	68
4.1.1.1	CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS.....	69
4.1.2	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO DEL CONTENEDOR SEGÚN LA ISO 1496-1	71
4.1.3	ENSAYOS DE CONTENEDORES SEGÚN LA ISO 1496-1.....	75
4.1.3.1	PRUEBA NO. 1 - SUPERPOSICIÓN DE CONTENEDORES.....	76

4.1.3.2	PRUEBA NO. 2 - LEVANTAMIENTO DEL CONJUNTO APROPIADO DE CUATRO ACCESORIOS DE ESQUINA SUPERIORES...	79
4.1.3.3	PRUEBA NO. 3 - ELEVACIÓN DESDE LOS CUATRO ACCESORIOS DE ESQUINA INFERIORES.....	80
4.1.3.4	PRUEBA NO. 4 - RESTRICCIÓN (LONGITUDINAL)	81
4.1.3.5	PRUEBA NO. 5 - RESISTENCIA DE LAS PAREDES EXTREMAS	82
4.1.3.6	PRUEBA NO. 6 - RESISTENCIA DE LAS PAREDES LATERALES	83
4.1.3.7	PRUEBA NO. 7 - RESISTENCIA DEL TECHO	84
4.1.3.8	PRUEBA NO. 8: RESISTENCIA DEL PISO	84
4.1.3.9	PRUEBA NO. 9 - RIGIDEZ (TRANSVERSAL)	85
4.1.3.10	PRUEBA NO. 10 - RIGIDEZ (LONGITUDINAL).....	86
4.1.3.11	PRUEBA NO. 11 - LEVANTAMIENTO DE LOS BOLSILLOS DE LA HORQUILLA ELEVADORA (SI CORRESPONDE)	87
4.1.3.12	PRUEBA NO.12 - RANURAS DE APUNTALAMIENTO (SI CORRESPONDE).....	88
4.1.3.13	PRUEBA NO. 13 - RESISTENCIA A LA INTEMPERIE.....	89
4.1.4	ASPECTOS A CONSIDERAR PARA CONSTRUIR VIVIENDAS CON.....	89
	CONTENEDORES RECICLADOS	89
4.2	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LAS VIVIENDAS TIPO 1 Y 2	93
4.2.1	ANÁLISIS ELÁSTICO (LINEAL)	93
4.2.2	ANÁLISIS DE FUERZAS EXTERNAS.....	95
4.2.2.1	ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES.....	95
4.2.2.1.1	CARGAS EN VIGAS.....	95
4.2.2.1.2	CARGAS EN LOSAS.....	101
4.2.2.2	ANÁLISIS DE GRADOS DE LIBERTAD EN NUDOS Y APOYOS.....	106
4.2.2.2.1	CONEXIONES RÍGIDAS (SOLDADAS) EN NUDOS.....	106
4.2.2.2.2	CONEXIONES FLEXIBLES O ARTICULADAS EN NUDOS...	107
4.2.2.2.3	APOYOS FLEXIBLES O ARTICULADOS.....	109
4.2.3	ANÁLISIS DE FUERZAS INTERNAS	109
4.2.3.1	DIAGRAMAS DE CORTE	109
4.2.3.2	DIAGRAMAS DE MOMENTOS.....	113

4.2.4	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	120
4.2.5	ANÁLISIS DINÁMICO EN SENTIDO “X” Y “Y”	121
4.2.6	CORTANTE BASAL Y DERIVAS DE PISO	125
CAPÍTULO 5	129
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS TIPO 1 Y 2	129
5.1	MODELOS DEFINITIVOS	130
5.2	CHEQUEO DE EFICIENCIA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERESTRUCTURA (CÁLCULO EN ETABS)	132
5.3	DIMENSIONAMIENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL ASISTIDO POR EL COMPUTADOR.....	134
CAPÍTULO 6	157
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION VIVIENDA TIPO 2	157
6.1	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA O CIMENTACIÓN DE LA VIVIENDA TIPO 2.....	158
CAPÍTULO 7	205
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	205
5.1	CONCLUSIONES.....	206
5.1	RECOMENDACIONES.....	207
BIBLIOGRAFÍA	208
ANEXOS	210

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Programas Sociales en el cantón Pedernales	17
Tabla 2 Principales Productos comercializados del cantón Pedernales.	18
Tabla 3 Actividades económicas del cantón Pedernales.....	19
Tabla 4 Tipos de vivienda del cantón Pedernales.	21
Tabla 5 Viviendas de mayor afectación en terremoto 2016.....	26
Tabla 6 Medidas de los contenedores estándar.....	35
Tabla 7 Fuerzas que se aplicarán en la prueba de apilamiento	77
Tabla 8 Zonas sísmicas para propósitos de diseño	123
Tabla 9 Detalles de elementos.....	134
Tabla 10 Parámetros de códigos de diseño	134
Tabla 11 Propiedades de la sección	134
Tabla 12 Propiedades de los materiales	135
Tabla 13 Demanda / capacidad proporción (H1-1b).....	135
Tabla 14 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)	135
Tabla 15 Fuerza axial y capacidades.....	135
Tabla 16 Momentos último.....	135
Tabla 17 Cortante ultimo.....	135
Tabla 18 Detalles de elementos.....	136
Tabla 19 Propiedades de la sección	136
Tabla 20 Propiedades de los materiales	136
Tabla 21 Demanda / capacidad proporción (H1-1b).....	137
Tabla 22 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)	137
Tabla 23 Fuerza axial y capacidades.....	137
Tabla 24 Momentos último.....	137
Tabla 25 Cortante último.....	137
Tabla 26 Detalles de elementos (Parte 1 de 2)	138
Tabla 27 Detalle de elementos (Parte 2 de 2).....	138
Tabla 28 Parámetros de códigos de diseño	138
Tabla 29 Propiedades de la sección	138
Tabla 30 Propiedades de los materiales	139
Tabla 31 Demanda / capacidad proporción (H1-1b).....	139
Tabla 32 Fuerza axial y capacidades.....	139
Tabla 33 Momentos último.....	139
Tabla 34 Cortante último.....	139
Tabla 35 Detalles de elementos.....	140
Tabla 36 Parámetros de códigos de diseño	140
Tabla 37 Propiedades de la sección	140
Tabla 38 Propiedades de los materiales	140
Tabla 39 Demanda / capacidad proporción (H1-1a).....	141
Tabla 40 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1a)	141
Tabla 41 Fuerza axial y capacidades.....	141
Tabla 42 Momentos último.....	141

Tabla 43	Cortante último.....	141
Tabla 44	Detalles de elementos.....	142
Tabla 45	Parámetros de códigos de diseño	142
Tabla 46	Propiedades de la sección	142
Tabla 47	Propiedades de los materiales	142
Tabla 48	Demanda / capacidad proporción (H1-1b).....	143
Tabla 49	Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1a).....	143
Tabla 50	Fuerza axial y capacidades	143
Tabla 51	Momentos último.....	143
Tabla 52	Cortante último.....	143
Tabla 53	Detalles de elementos.....	144
Tabla 54	Parámetros de códigos de diseño	144
Tabla 55	Propiedades de la sección	144
Tabla 56	Propiedades de materiales.....	144
Tabla 57	Demanda / capacidad proporción (H1-1b).....	145
Tabla 58	Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)	145
Tabla 59	Fuerza axial y capacidades	145
Tabla 60	Momentos último.....	145
Tabla 61	Cortante último.....	145
Tabla 62	Datos extraídos de la superestructura.....	158
Tabla 63	Datos extraídos del estudio de suelos.....	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del catón Pedernales con respecto a Ecuador.	9
Figura 2 División del Cantón Pedernales en parroquias.....	10
Figura 3 Parroquia Pedernales y área del proyecto	11
Figura 4 Fotografía Terremoto 2016 - Pedernales	13
Figura 5 Fotografía Terremoto 2016 - Pedernales	13
Figura 6 Plano topográfico de Pedernales	15
Figura 7 Usos de suelos del cantón Pedernales	23
Figura 8 Altura de edificaciones del cantón Pedernales.....	24
Figura 9 Terrenos o áreas a intervenir	29
Figura 10 Utilización del acero en la construcción	33
Figura 11 Componentes de un contenedor.....	34
Figura 12 Contenedores en sus inicios.....	36
Figura 13 Almacenaje de contenedores.....	37
Figura 14 Viga Simplemente apoyada sometida a flexión.....	39
Figura 15 Columna sometida a esfuerzo de corte.....	40
Figura 16 Columna en compresión	40
Figura 17 Delimitación del Área de Estudio	45
Figura 18 Esquema de implementación de viviendas	46
Figura 19 Un contenedor	58
Figura 20 Dos contenedores.....	58
Figura 21 Un contenedor	59
Figura 22 Ocho contenedores.....	59
Figura 23 Cuatro contenedores	60
Figura 24 Dieciséis contenedores.....	60
Figura 25 Ocho contenedores.....	61
Figura 26 Superestructura	62
Figura 27 Cimentaciones	62
Figura 28 Transmisión de cargas verticales.....	63
Figura 29 Transmisión de cargas laterales	64
Figura 30 Distribución de fuerza sísmica y cortante basal en altura.....	65
Figura 31 Comportamiento estructural conforme a la frecuencia y período de vibración sísmico	66
Figura 32 Elementos estructurales	68
Figura 33 Unión Columna C2 - Vigas V1-V6.....	69
Figura 34 Piso con madera de Teca	69
Figura 35 Unión Columna C1 - Vigas V2-V3.....	69
Figura 36 Unión Columna C2 – Vigas V1-V3.....	70
Figura 37 Unión Columna C2 – Vigas V1-V6.....	70
Figura 38 Unión Columna C1 – Viga V6-V6.....	70
Figura 39 Montaje de contenedores	92
Figura 40 Desembarque de contenedores.....	92
Figura 41 Modelo estructural – Vivienda Tipo 1	94

Figura 42 Modelo estructural - Vivienda Tipo 2.....	94
Figura 43 Vivienda tipo 1. Vista frontal.....	96
Figura 44 Vivienda tipo 1. Vista lateral.....	97
Figura 45 Carga muerta en vigas. Vivienda tipo 1.....	98
Figura 46 Carga muerta. Vivienda tipo 2.....	99
Figura 47 Instalaciones panel metálico. Vivienda tipo 2.....	100
Figura 48 Carga muerta en vigas. Vivienda tipo 2.....	100
Figura 49 Propiedades de los materiales de las viviendas tipo 1 y 2.....	102
Figura 50 Piso de panel metálico.....	103
Figura 51 Piso de panel metálico.....	103
Figura 53 Cargas en losas - vivienda tipo 1	105
Figura 53 Cargas en losas - vivienda tipo 2	105
Figura 54 Conexiones rígidas en vivienda tipo 1.....	106
Figura 55 Conexiones rígidas en vivienda tipo 2.....	107
Figura 56 Conexiones flexibles. Vivienda tipo 1	108
Figura 57 Conexiones flexibles. Vivienda tipo 2.....	108
Figura 58 Apoyos flexibles.....	109
Figura 59 Diagrama de corte. Vista en planta y perspectiva	110
Figura 60 Diagrama de corte. Ejes "A" y "D"	110
Figura 61 Diagrama de corte. Ejes "1" y "4"	111
Figura 62 Diagrama de corte. Ejes "2" y "3"	111
Figura 63 Diagrama de corte. Vista en planta y perspectiva	112
Figura 64 Diagrama de corte. Ejes "A" y "2"	112
Figura 65 Diagrama de momentos. Vista en planta y perspectiva.....	113
Figura 66 Diagrama de momentos. Ejes "A" y "D"	114
Figura 67 Diagrama de momentos. Ejes "1" y "4".....	114
Figura 68 Diagrama de momentos. Ejes "2" y "3".....	115
Figura 69 Cortantes, momentos críticos y deflexión en la viga V3 - V6.....	115
Figura 70 Cortantes y momentos críticos en la columna C1 y riostra (perfil inclinado).	116
Figura 71 Diagrama de momentos. Vista en planta y perspectiva.....	117
Figura 72 Diagrama de momentos. Ejes "A" y "2"	117
Figura 73 Cortantes y momentos críticos y deflexión en la viga V3 - V6.....	118
Figura 74 Cortantes y momentos críticos en la columna C2 y riostra.....	119
Figura 75 Deformaciones y desplazamientos laterales	120
Figura 76 Deformaciones y desplazamientos laterales	121
Figura 77 Análisis modal espectral	121
Figura 78 Mapa para diseño sísmico del Ecuador	123
Figura 79 Espectro de respuesta en "X" y "Y"	124
Figura 80 Cortante basal modal.....	125
Figura 81 Cortante basal modal.....	125
Figura 82 Cortante basal dinámico en sentido "X" y "Y"	126
Figura 83 Derivas de piso	127
Figura 84 Derivas de piso	127
Figura 85 Derivas, análisis dinámico en sentido "X" y "Y"	128

Figura 86 Modelo definitivo	130
Figura 87 Modelo definitivo	131
Figura 88 Chequeo de eficiencia de diseño en los elementos estructurales	132
Figura 89 Chequeo de eficiencia de diseño en los elementos estructurales	133
Figura 90 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica.....	134
Figura 91 Norma AISC, método LRFD 93, cheque de la sección metálica.....	136
Figura 92 Norma AISC, método LRFD 93, cheque de la sección metálica.....	138
Figura 93 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica.....	140
Figura 94 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica.....	142
Figura 95 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica.....	144
Figura 96 Dimensionamiento en condiciones de servicio	160
Figura 97 Plinto combinado, columna a1 y a1'	162
Figura 98 Corte unidireccional	163
Figura 99 Corte bidireccional o de punzonamiento	164
Figura 100 : Diseño de refuerzo.....	166
Figura 101 Detalle constructivo - Plinto A1	167
Figura 102 Detalle constructivo – Plinto A1'	171
Figura 103 Análisis de tipo de zapata de plintos A1''' y A2	179
Figura 104 Diseño de altura efectiva (Peralte) d	182
Figura 105 Corte unidireccional transversal	184
Figura 106 Corte Bidireccional.....	185
Figura 107 Detalle constructivo – Plinto A1'''- A2.....	188
Figura 108 Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio	190
Figura 109 Diagramas de corte y momento	192
Figura 110 Corte unidireccional transversal	194
Figura 111 Corte Bidireccional.....	195
Figura 112 Plinto combinado de columnas B1'''- C1''' y B2 – C2.....	197
Figura 113 Corte unidireccional “Transversal”	198

CAPÍTULO 1
PRESENTACIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE
INVESTIGACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene la finalidad de dar soluciones a dos problemas que atañan a la sociedad ecuatoriana, estos son, la demanda de vivienda económica y el diseño de estructuras sismo resistentes. Específicamente se plantea las soluciones a estos problemas para una de las zonas más vulnerables en el país, esta es la parroquia Pedernales

Teniendo en cuenta que Pedernales es una parroquia que demanda vivienda económica, de acuerdo a la información urbana analizada, se plantea el diseño estructural de varias tipologías de vivienda a base de contenedores reciclados que trabajan como estructuras independientes para evitar gastos de soldadura u otras formas de unión, de este modo se hace factible una reducción económica en la construcción de viviendas y se tiene un buen aprovechamiento de las estructuras de los contenedores reciclados en la construcción.

Sabiendo que terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016 daño buena parte de las viviendas de la parroquia Pedernales y que la parroquia se ubica en una zona de alto riesgo sísmico, se plantea tipologías de vivienda sismos resistentes que alberguen a la población más desfavorecida. Para el diseño sismo resistente se emplea un espectro de respuesta sísmica que es introducido en el programa Etabs conforme a las características del suelo y la zona sísmica; en el resultado se muestra elementos estructurales existentes y de refuerzo dimensionados para las combinaciones de carga sísmica más críticas que garantizan la seguridad de sus ocupantes

1.2 JUSTIFICACIÓN

En razón del terremoto de magnitud 7,8 en la escala de Richter que destruyó varias edificaciones de la provincia de Manabí el 16 de abril de 2016, se ve la necesidad de plantear un modelo estructural de edificación resistente, durable y económica

El presente trabajo tiene la finalidad de realizar un modelo estructural de vivienda a base de contenedores reciclados para abastecer la demanda urgente de vivienda que tiene la Parroquia de Pedernales. La propuesta, a través de la evaluación, el

análisis y diseño estructural, garantiza resistencia y estabilidad, crea un modelo de rápido montaje y promueve el reciclaje en la construcción.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La destrucción de las edificaciones en la Parroquia Pedernales tras el sismo se dio por varias razones, entre estas, la mala calidad de los materiales empleados en obra, la falta de estudios de suelo, la ampliación de edificaciones informales en altura, irrespeto a planos estructurales, etc.

Esta situación generó que 15.000 personas pierdan su vivienda por daños parciales o totales. Por seguridad de los habitantes, 500 edificaciones fueron demolidas para su posterior reconstrucción. Actualmente Pedernales impulsa un plan habitacional para las personas que habitaban en zonas de riesgo o de invasiones. El municipio de Pedernales ha realizado estudios de suelo para dar nuevos permisos de construcción, en estos se detectó que el suelo predominante es arcilla expansiva elástica.

Los planteamientos de este trabajo conforme a lo ocurrido son, evaluar la calidad del material de los contenedores, hacer un modelo estructural estable para la superestructura, proponer un tipo de cimentación conforme a estudios de suelo, diseñar la estructura para el evento sísmico más crítico que pudiese ocurrir durante su vida útil.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluación, análisis y diseño estructural de vivienda con contenedores reciclados

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar la calidad de los contenedores disponibles en el mercado
- Plantear un modelo estructural con los contenedores evaluados
- Realizar un análisis lineal (elástico) del modelo estructural planteado
- Analizar y diseñar la cimentación del modelo propuesto

1.5 MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

1.5.1 ANTECEDENTES O MARCO REFERENCIAL

El terremoto ocurrido el 16 de abril de 2016, con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes, pertenecientes a la provincia de Manabí, es el sismo más destructivo que ha experimentado Ecuador y el más grande en magnitud. Las ondas sísmicas llegaron al suroccidente de Colombia, y a la frontera norte de Perú.

Siete expertos españoles concluyeron que, entre las principales causas que generaron la destrucción de edificaciones en Manta y Portoviejo durante el terremoto, están la mala calidad del hormigón y la cimentación inadecuada de casas y edificios (Ecuavisa, 2016)

Según cifras, el terremoto causo el desplazamiento de 73.000 personas a refugios improvisados y de 17.000 a lugares de refugio

Actualmente, existen varias instituciones que han hecho planes de vivienda y reconstrucción en las parroquias más afectadas de Esmeraldas y Manabí, entre estas están El Consejo Nacional de Gobiernos Parroquiales Rurales del Ecuador (Conagopare), la Cruz Roja Ecuatoriana, el MIDUVI, la secretaría técnica de reconstrucción creada por el presidente de la república y otras.

1.5.2 MARCO TEÓRICO

Los contenedores son módulos metálicos que sirven para transportar productos y son capaces de soportar grandes cargas, están contruidos bajo las normas ISO (International Organization for Standardization). Están contruidos por un suelo de teca, armazón de acero y paredes metálicas, se caracterizan por soportar huracanes, inundaciones y terremotos, tienen un peso de 15 a 20 T.

En los puertos de Ecuador existen dos tipos disponibles que se clasifican conforme a su dimensión, según (Kotnik, 2013) son de:

- 2,4 ancho x 2,6 alto x 6 largo (metros)
- 2,4 ancho x 2,6 alto x 12 largo (metros)

Una vez que estos han sido utilizados en los puertos, son vendidos a comerciantes para su reutilización. Los contenedores reciclados se pueden emplear en varios usos, estos pueden ser, para la construcción de industrias, oficinas, viviendas y otros. El costo de un contenedor varía de 1800 a 2500 dólares dependiendo del grado de deterioro.

Las principales ventajas de usar contenedores reciclados en la construcción son su rapidez constructiva, movilidad, modularidad, resistencia, reutilización y economía. Actualmente, en la provincia de Manabí se han planteado varios usos con contenedores reciclados para la construcción de oficinas, albergues y pequeños comercios de un piso de altura, esto supone la necesidad de una construcción resistente, rápida y económica que proponga nuevos sistemas tecnológicos-constructivos.

1.5.3 MARCO CONCEPTUAL

Los conceptos fundamentales a emplear son, la resistencia, la estabilidad estructural del conjunto de contenedores y la económica en el uso de material.

Para satisfacer estos conceptos, se establece criterios de estabilidad y funcionamiento del conjunto estructural de contenedores conforme a lo siguiente:

- Estructuración del modelo matemático de la edificación
- Análisis de perfiles y materiales
- Tipo de conexión metálica sismo resistente
- Tipos y características de los apoyos

La estructuración es una de las decisiones más importantes a tomar en cuenta porque de ella depende la resistencia del conjunto estructural interconectado.

La estructura se analiza mediante la teoría elástica. El modelo es diseñado de modo que las solicitaciones no sobrepasen los esfuerzos admisibles planteados en la norma AISC (Peña, 2011).

1.6 ALCANCE

El presente trabajo plantea hacer una evaluación, análisis y diseño de modelos estructurales a partir de unos diseños arquitectónicos elaborado con un conjunto de

contenedores reciclados. La propuesta tiene la finalidad de abastecer la demanda de vivienda que existe en la parroquia Pedernales.

El método de análisis empleado es lineal o elástico, y se diseña para satisfacer un sismo fuerte similar al ocurrido el 16 de abril conforme a las condiciones más desfavorables de terremoto esperado durante la vida útil de la estructura.

Se propone una configuración o estructuración del edificio de tal forma que el modelo estructural sea estable y cumpla criterios de sismo resistencia.

En caso de ser necesario se optará por el uso de elementos estructurales rigidizadores como riostras o muros estructurales con nudos rígidos y apoyos adecuados para reducir desplazamientos laterales y derivas de piso.

El análisis y diseño de la subestructura o cimentación se hará para el tipo de suelo existente en Pedernales, conforme al nivel freático del lugar y otras características mecánicas del suelo. El material a utilizarse en la cimentación es hormigón armado

1.7 HIPÓTESIS

Inicialmente se asume que los contenedores reciclados son aptos para la construcción de vivienda. Esta hipótesis se valida mediante un control de calidad en el que se analiza del grado de corrosión del acero, las torceduras en paredes o los daños en la estructura del contenedor

Una vez validada la anterior hipótesis, se plantea otra, esta asume que el modelo estructural analizado y diseñado tiene un buen comportamiento sísmico. Esta última hipótesis se valida a través de un estudio de deflexiones máximas que deben ser permisibles para el conjunto estructural

Por otro lado, se asume que el suelo arcilloso expansivo de Pedernales puede producir asentamientos o hinchamientos que provoquen asentamientos diferenciales y generan una inestabilidad al conjunto estructural planteado. Esta hipótesis debe ser comprobada en el suelo de Pedernales mediante un análisis del potencial expansivo

1.8 PROCEDIMIENTO – METODOLOGÍA

El proceso de investigación inicia con una recopilación de información del estado actual de la población de pedernales que involucra la demanda habitacional y su actividad socio cultural. A continuación, se realiza un estudio del estado de los contenedores reciclados disponibles en el mercado, en este se analiza la calidad y adaptación de los contenedores a la propuesta de vivienda planteada. La recopilación de información geológico - geotécnica del suelo de Pedernales es de utilidad para decidir el tipo de cimentación a emplear.

Luego del proceso de investigación, se realiza una categorización de la información en la que se extrae lo fundamental para la evaluación, análisis y diseño estructural de la propuesta

El modelo estructural a plantear parte de un proyecto arquitectónico, en el cual se analizan las cargas y el tipo de cimentación a construir conforme a los esfuerzos admisibles del suelo. Finalmente se analiza y diseña la vivienda planteada y su cimentación bajo las normas AISC, NEC y ACI.

CAPÍTULO 2
ANÁLISIS CONTEXTUAL DEL CANTÓN PEDERNALES

Se considera que está ubicado estratégicamente, debido a su cercanía a la ciudad de Quito y a la serranía central, además posee un enlace directo con la ciudad de Santo Domingo lo que trae como consecuencia que la actividad económica de este cantón sea activa, sobre todo en lo referente al sector pesquero, por otra parte su ubicación en la costa del Océano Pacífico hace que la ciudad tenga gran afluencia turística de las ciudades de Santo Domingo, Quito, Latacunga, entre otras localidades cercanas.



Figura 2 División del Cantón Pedernales en parroquias
Fuente: Plan Regulador De Desarrollo Urbano 2006 - 2026

2.1.1 AREA DEL PROYECTO

Después de investigar cuales fueron las zonas afectadas de la parroquia urbana Pedernales y buscar posibles terrenos para la construcción de vivienda nueva con la ayuda del Municipio de Pedernales, el presente trabajo plantea analizar y diseñar tipologías estructurales de un conjunto habitacional unifamiliar de dos pisos de altura planteado por el Municipio como proyecto de edificación nueva. El área de terreno es de 2 hectáreas aproximadamente y está ubicada frente al terminal terrestre de la parroquia.



Figura 3 Parroquia Pedernales y área del proyecto

Fuente: <https://earth.google.com/web/@0.0727447,80.0436421,41.21166801a,5746.10456051d,35y,0h,0t,0r>

2.2 RESEÑA HISTÓRICA

La historia indica que el Cantón Pedernales fue parte de la cultura Jama – Coaque, morada por aborígenes. En la actualidad se conserva varios restos cerámicos localizados en las instalaciones del Gobierno Provincial de Manabí.

En la fecha 30 de marzo del año 1992 se resuelve que sea cantón por parte del Congreso Nacional del Ecuador, y por el año de cantonización se considera que pedernales es un cantón joven.

Nace en primera instancia como parroquia de Montecristi durante la presidencia de Gabriel García Moreno, en 1868 se constituye en parroquia del cantón Rocafuerte, posteriormente, el 4 de junio de 1878, se realiza una vez más una Ley de División Territorial y Pedernales es parroquia del cantón Sucre.

La Ley de Creación del Cantón Pedernales fue publicada en el Registro Oficial el 31 de marzo de 1992. Actualmente, Cantón Pedernales está conformado por 1 parroquia urbana y 3 rurales:

Parroquia urbana: Pedernales

Parroquias rurales: Cojimíes, Diez de Agosto y Atahualpa

Entre las principales actividades del cantón está la agricultura, ganadería y pesca.

En la última década se ha fomentado al turismo y comercio

Los bosques madereros en las partes altas del cantón, y varias especies de animales originales del lugar, ayudaron a la formación de varios ríos, riachuelos y arroyos, que suelen crecer en temporada de lluvia

2.2.1 TERREMOTO EN PEDERNALES

El 16 de abril del año 2016 aproximadamente a las 18h58 se produjo un terremoto de 7,6 en la escala de magnitud de momento, descrito como el sismo más destructivo de la historia del cantón y uno de los más fuertes de la historia del Ecuador.

Pedernales junto a Jama y El Matal fueron las localidades más afectadas por el terremoto, además se dictaminó que Pedernales fue el epicentro real del terremoto. El acceso vía terrestre a la localidad de Pedernales fue imposible durante varios días debido al terrible daño que tuvieron las carreteras de acceso.

El terremoto en Pedernales según datos de la Secretaría de Gestión de Riesgos del Ecuador publicado el 19 de mayo de 2016, indicaron que 183 personas fallecieron y una fue declarada desaparecida; el total de víctimas contabilizadas en la provincia de Manabí fueron 657 personas.

Las ilustraciones # 4 y 5 evidencian la destrucción de las edificaciones causadas por el terremoto en Pedernales.



Figura 4 Fotografía Terremoto 2016 - Pedernales



Figura 5 Fotografía Terremoto 2016 - Pedernales

2.3 INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

La geografía es la extensión que contiene la materia existente, o también puede ser la ciencia que se dedica a la descripción de la Tierra o de un territorio.

Geográficamente el sitio de estudio del proyecto está ubicado entre las coordenadas UTM 8750 N – 607470 E y 8530 N – 607510 E, referidas al Sistema Geodésico Mundial WSG 84

Las características geográficas de Pedernales son las siguientes:

- Ubicado en el litoral del Ecuador,
- Posee continuas elevaciones trópicas,
- Zona muy húmeda,
- Alta pluviosidad,
- Suelo agrícola y ganadero

2.3.1 GEOLOGÍA.

La Geología de esta región está compuesta por terrenos cuyas elevaciones oscilan entre los 200 y 860 m de altura, compuestas en más de un 90% por rocas sedimentarias terciarias y cuaternarias, poco consolidadas y con una estratificación indefinida.

Los tipos de roca que se hallan en la zona son principalmente lutitas arcillosas, lutitas y limonitas teáceas, areniscas pobremente cementadas y en ocasiones, en pocos sectores, rocas ígneas-basálticas.

Los suelos residuales están conformados por arcillas muy plásticas y expansivas, además se presentan gran cantidad de áreas cubiertas de limos con un grado muy alto de dispersión, estos materiales son muy fáciles de movilizar o transportar debido a su naturaleza y que al poco tiempo de ser excavados pierden sus propiedades de resistencia, por lo que son fácilmente erosionables, en particular por los efectos de las corrientes de agua. (Información proporcionada por la Dirección de Geología y Minas del Ecuador).

2.3.2 TOPOGRAFÍA

La topografía del cantón muestra que los terrenos, según datos presentados por el Ministerio de Energía y minas, son demasiado accidentados respecto a lo esperado en una región cercana al mar, además, el cantón Pedernales, posee una valoración de 2, referido a un alto grado de amenaza por inundación, sin embargo, el área específica del proyecto a realizar tiene un bajo riesgo de inundación debido a que está ubicado en una zona elevada que ayuda a la evacuación de aguas lluvias de manera continua.

Las características del suelo de Pedernales indican que el cantón se levanta sobre un suelo blando (arcilloso y arenoso).

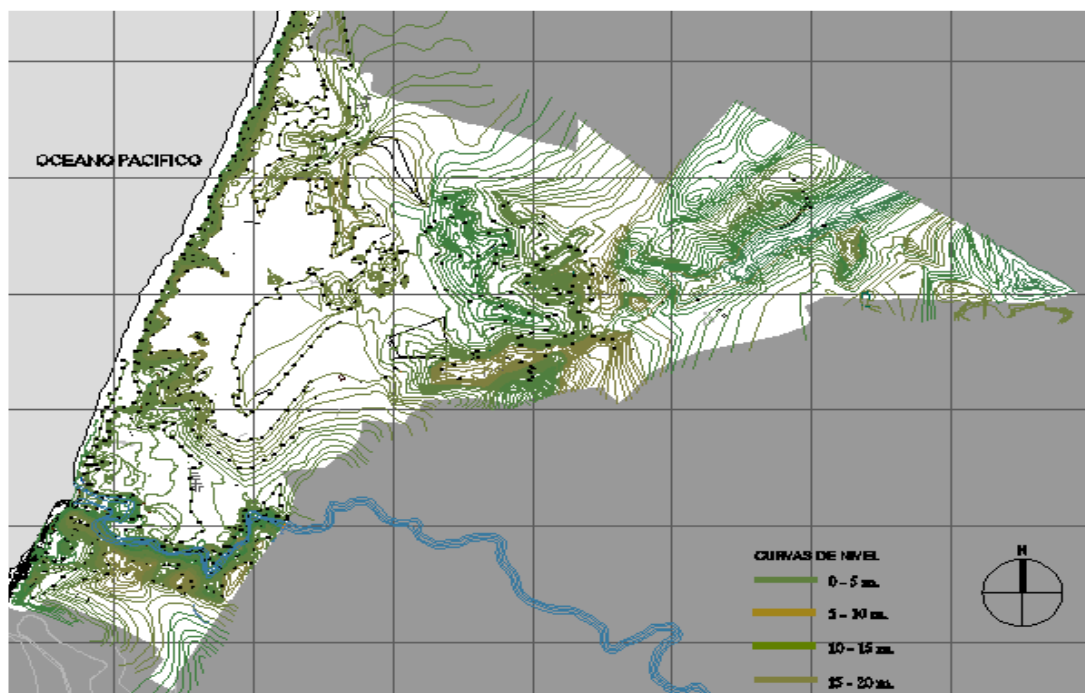


Figura 6 Plano topográfico de Pedernales

Fuente: Plan Regulador De Desarrollo Urbano del Cantón Pedernales.

2.3.3 CLIMA

Pedernales posee un clima tropical, donde los veranos presentan alta cantidad de lluvias, mientras que en los inviernos las lluvias disminuyen considerablemente y su temperatura aumenta. La clasificación del clima en la zona de Pedernales en base

a la de Köppen - Geiger es “Aw”, el mismo que se caracteriza por ser un clima tropical con invierno seco, la temperatura promedio en Pedernales es de 25.1 ° C.

2.3.4 PRECIPITACIONES

Las precipitaciones promedias son de 922 mm, el mes que mayor cantidad de lluvia presenta es febrero, el mes más seco es noviembre y el más caluroso es abril

2.3.5 HIDROLOGÍA

La Hidrología de Pedernales indica que existen varios ríos, como Jama, Chone, Portoviejo, Jipijapa, Pata de Pájaro, Mineral, entre otros.

2.4 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

Los aspectos demográficos indican las estadísticas de una colectividad de personas, en otras palabras, es el estudio de la población que tiene como objeto el análisis de aspectos cuantitativos, psicográficos y otros. La demografía es un factor importante y de gran interés para cualquier tipo de estudio o investigación, puesto que ayuda a determinar el tamaño de la población, las tasas de natalidad y mortalidad, distribución y densidad geográfica, géneros, distribución por edades, entre otros aspectos, incluso ayuda a identificar posibles mercados (grupos de personas que se enfoquen para la venta de un determinado producto).

En el presente estudio se indica que la demografía del cantón pedernales posee 47.000 habitantes aproximadamente, corresponde al 4 % de la población de la provincia de Manabí.

El 40% corresponde a la población urbana.

El 60% corresponde a la población rural.

Estos aspectos se deben a que la población se dedica a la agricultura, pesca, cultivo de camarón como actividades principales.

Del total de la población el 52% son hombre y el otro 48% son mujeres.

Por otra parte, en la tabla # 1 se puede observar claramente los programas sociales o más conocidos como los bonos solidarios, los mismos que son dados por el gobierno ecuatoriano, en esta tabla se observan los beneficiarios.

Tabla 1 Programas Sociales en el cantón Pedernales

Programas Sociales	Número de Beneficiarios	Personas Beneficiadas
Bono de Desarrollo Humano (BDH)	10158	Madres, adultos mayores y personas con discapacidad
Crédito de Desarrollo Humano (CDH)	12	Madres, adultos mayores y personas con discapacidad
Instituto de la Niñez y la Familia (INFA)	2239	Niños y niñas
TOTAL	12409	-

Fuente: MCDS - RIPS

La tabla # 1, muestra los beneficios sociales en los que el gobierno de la república del Ecuador, ofrece la oportunidad para que grupos vulnerables puedan acceder a este beneficio, según el INEC, Pedernales tiene 55.100 habitantes aproximadamente y como muestra la tabla anterior, 12.409 personas acceden a los diferentes beneficios que otorga el gobierno, lo que representa el 22,5% de la población total de Pedernales.

Es un dato que aporta al documento debido a que es uno de los grupos objetivos de personas a los que se desea llegar con el proyecto. (<http://app.sni.gob.ec>)

2.5 ASPECTOS ECONÓMICOS

Como se indica en párrafos anteriores las principales actividades económicas de Pedernales son:

- Agricultura, ganadería, cultivo y crianza de camarón, silvicultura y pesca
- Industrias manufactureras
- Transporte y almacenamiento
- Enseñanza
- Construcción

- Actividades de alojamiento y servicio de comidas
- Administración pública y defensa
- Otras actividades de servicios

Los principales productos que se comercializan en el cantón pedernales según el INEC son: Camarón, langosta, langostino, ganado bovino, ganado caprino, ganado porcino, peces de mar.

El turismo es una fuente importante en la actividad económica del cantón, sobre todo en la última década, puesto que se impulsó al turismo interno y del exterior.

Tabla 2 Principales Productos comercializados del cantón Pedernales.

Actividades	Porcentaje de Participación
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	45,9%
Comercio al por mayor y menor	15,4%
Industrias manufactureras	8,3%
Transporte y almacenamiento	5,2%
Enseñanza	4,8%
Construcción	4,8%
Actividades de alojamiento y servicio de comidas	3,9%
Actividades de los hogares como empleadores	3,8%
Administración pública y defensa	2,0%
Otras actividades de servicios	1,8%
Otros	4,1%
TOTAL	100%

Fuente: Fuente: INEC - Censo de Población y Vivienda 2010

La tabla anterior indica que la principal actividad económica a la que se dedica la población de Pedernales es la agricultura con un 45,9%. La construcción tiene un 4,8% de participación y subió sustancialmente en la actualidad debido al terremoto del pasado 16 de abril del 2016, por lo que se considera como una cifra de importancia para el proyecto a realizar.

Tabla 3 Actividades económicas del cantón Pedernales

Actividades Principal	Porcentaje de Participación
Comercio al por mayor y al por menor - reparación de vehículos automotores y motocicletas.	56,4%
Industrias manufactureras.	31,8%
Actividades de alojamiento y de servicio de comidas	11,8%
TOTAL	100%

Fuente: Fuente: INEC - Censo de Población y Vivienda 2010

La tabla # 3 muestra las actividades económicas que generan mayores ingresos en Pedernales, es importante señalar que el sector de la construcción no aparece, pero como se indicó en el párrafo anterior debido al terremoto el sector de la construcción tuvo ingresos importantes en el año 2016 y en lo que va del año 2017.

2.5.1 ECONOMÍA DE PEDERNALES DESPUÉS DEL TERREMOTO DEL AÑO 2016

Posteriormente al terremoto del 16 de abril de 2016, la economía del cantón Pedernales no ha podido recuperarse al cien por ciento, debido a que se calcularon según datos presentados por la Secretaría de Gestión de Riesgos, pérdidas de más de \$ 64'600.000 U.S.

2.6 ASPECTOS URBANOS

Los aspectos urbanos se enfocan a las estructuras urbanas que corresponde al conjunto de elementos que integran la presentación de la ciudad, metrópoli, cantón o cualquier localidad, eso que se ve a simple vista, las formas que interactúan entre sí y con el medio natural según la región en la que está situada la localidad.

Pedernales es un cantón en crecimiento, en él existen sectores urbanos consolidados en el centro de la parroquia y no consolidados en las periferias. En el perímetro urbano del cantón existen varios espacios que no han sido construidos, esto genera la necesidad de definir usos y morfologías urbanas que respondan a la dinámica Pedernales.

2.6.1 USO DE SUELOS

Este punto se toma en cuenta el medio natural que limita el uso del suelo para actividades urbanas o rurales.

En el cantón de Pedernales el uso del suelo es producto de un desarrollo espontáneo, sin una categorización previa que establezca las áreas urbanizables y de crecimiento urbano. Por lo que se identificó aspectos en varios sectores donde existen características homogéneas en varios sectores que permiten clasificar varios usos de suelo por lo que es necesario determinar la definición del casco urbano donde el área consolidada tiene el 58,69 % del territorio urbano, en donde se realizan actividades de comercio, turismo, servicios, educación y residencial; en varios casos se presenta que funcionan el comercio y vivienda en un uso mixto del suelo.

El área que está en proceso de Afianzamiento el mismo que alcanza el 41,31 % siendo espacios destinados para crecimiento urbano futuro donde se desarrollaran las viviendas.

En el área urbana existen asentamientos periféricos como el denominado Nuevo Pedernales que tienden a ser suburbanos, invadidos existiendo extrema pobreza.

2.6.1.1 USO DE SUELOS MIXTO.

Existe uso de suelos mixto, el cantón de Pedernales ha tenido un crecimiento acelerado y las actividades administrativas combinadas con vivienda se desarrollan en el centro de la ciudad generalmente, lo que hace que existan varios usos que se relacionan con viviendas, al turismo, al comercio, y actividades administrativas de uso público.

Las edificaciones para vivienda son en su mayoría de una y de dos plantas siendo ocupada la planta baja como local comercial y en los pisos superiores para uso habitacional o vivienda.

2.6.1.2 USO RESIDENCIAL.

Existe otro tipo de uso de suelo que se lo denomina de Uso Residencial. Son áreas destinadas a vivienda se configuran alrededor de las áreas de Uso Múltiple. Por las características de crecimiento se identifican dos tipos: El Área Residencial Tipo 1 en relación directa con el Casco Central y el Área Residencial Tipo 2 en la que se agrupan los asentamientos de vivienda adyacentes a la Urbe.

El eje primordial en el proceso de utilización del suelo y de la estructura urbana de las ciudades es la vivienda, debido a que es el causante del incremento y de la formación de la malla urbana que se complementa con infraestructura básica, equipamientos y de la planta turística.

Desde el punto de vista de la planificación, la vivienda se establece como la actividad más significativa, y define las características fundamentales del patrón de utilización del suelo y la evolución de las ciudades. La actividad de vivienda es la generadora del proceso de estructuración urbana, en tanto genera las relaciones fundamentales de actividades.

En pedernales se tiene un promedio de cinco personas por familia, según el censo del año 2010

Tabla 4 Tipos de vivienda del cantón Pedernales.

Tendencias de Vivienda	
Descripción	Porcentaje
Propia.	67,9 %
Arrendada.	13,7 %
En Anticresis.	0,53 %
Gratuita.	8,58 %
Por Servicios.	8,63 %
Otro.	0,57 %

Fuente: INEC; VI Censo de Población y V de Vivienda

La tabla # 4 clasifica en porcentajes los tipos de tendencia de vivienda, en el cual muestra que aproximadamente el 68 % de la población tiene vivienda propia, es un dato importante para el presente proyecto de grado debido a que se enfoca a la construcción de un conjunto habitacional y un dato importante es que la población tiende en un alto porcentaje a adquirir viviendas y en menor grado a arrendar

2.6.1.3 USO COMERCIAL.

Existe un tipo de uso de suelo comercial donde se tiene turismo, restaurantes, servicios de consumo, hoteles y comercio.

Pedernales al estar ubicado en la franja costera del Ecuador, ha propiciado la construcción de hoteles, restaurantes, locales comerciales y otros tipos de comercio en el borde costero del cantón.

2.6.1.4 USO RECREATIVO

También existe el uso de suelo recreativo, para el uso recreacional de los habitantes.

Aproximadamente el 0,72 % del área del cantón está destinado para este tipo de uso relacionado al 58,69 % del territorio urbano.

Las principales áreas recreacionales del cantón son los siguientes: Parque Central, Estadio de Liga, Parque Municipal, Cancha Deportiva, Chas de varios usos, Parques.

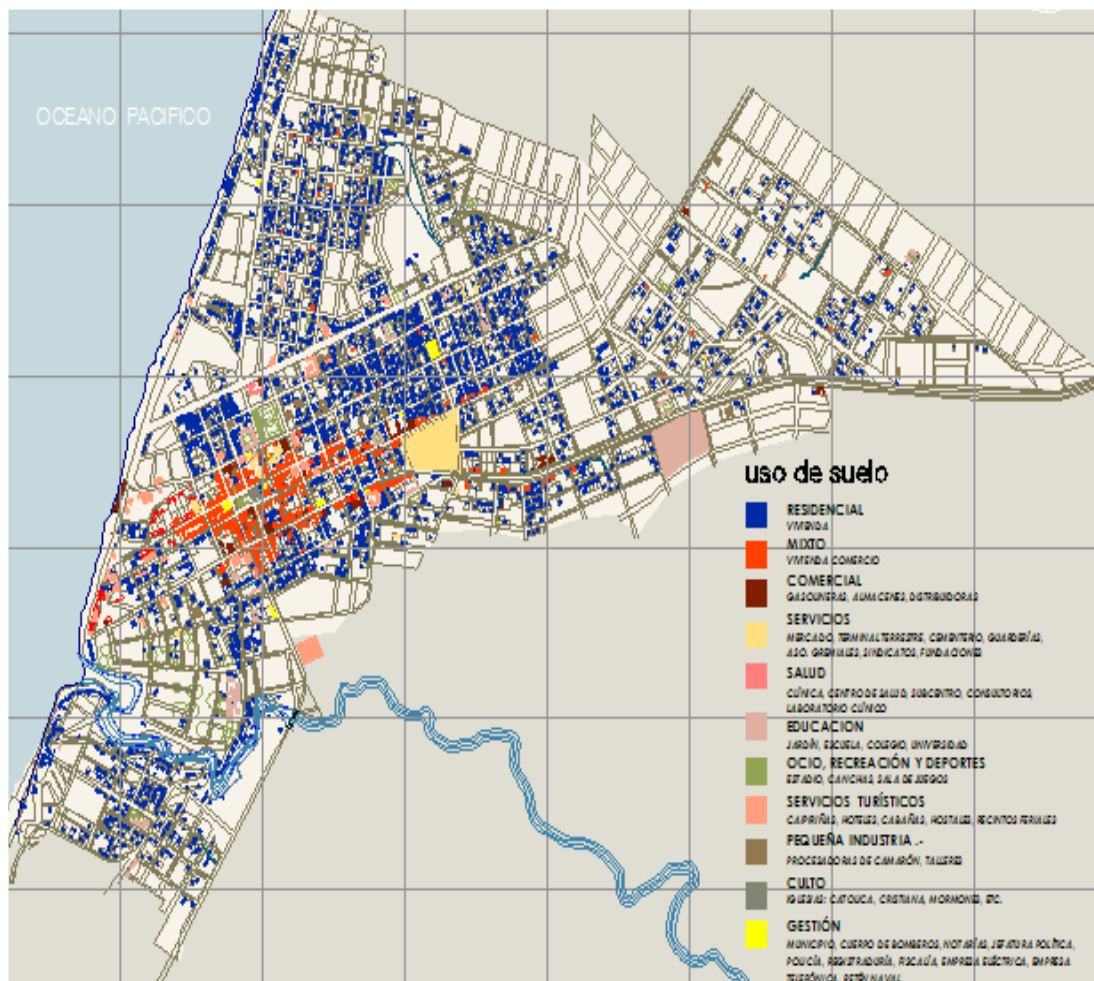


Figura 7 Usos de suelos del cantón Pedernales
Fuente: (PRDU , 2006)

2.6.2 ALTURA DE LAS EDIFICACIONES.

La altura de las edificaciones en la zona mixta (Z1) es de 4 pisos.

La altura de las edificaciones en la zona comercial (Z9) es de 8 pisos, tomando en cuenta que en la zona comercial se tienen edificaciones hoteleras.

Por otra parte, la altura predominante de las edificaciones predominantes en Pedernales es de uno y dos pisos, en el área de intervención del presente proyecto de titulación, está dentro de la altura predominante del cantón.

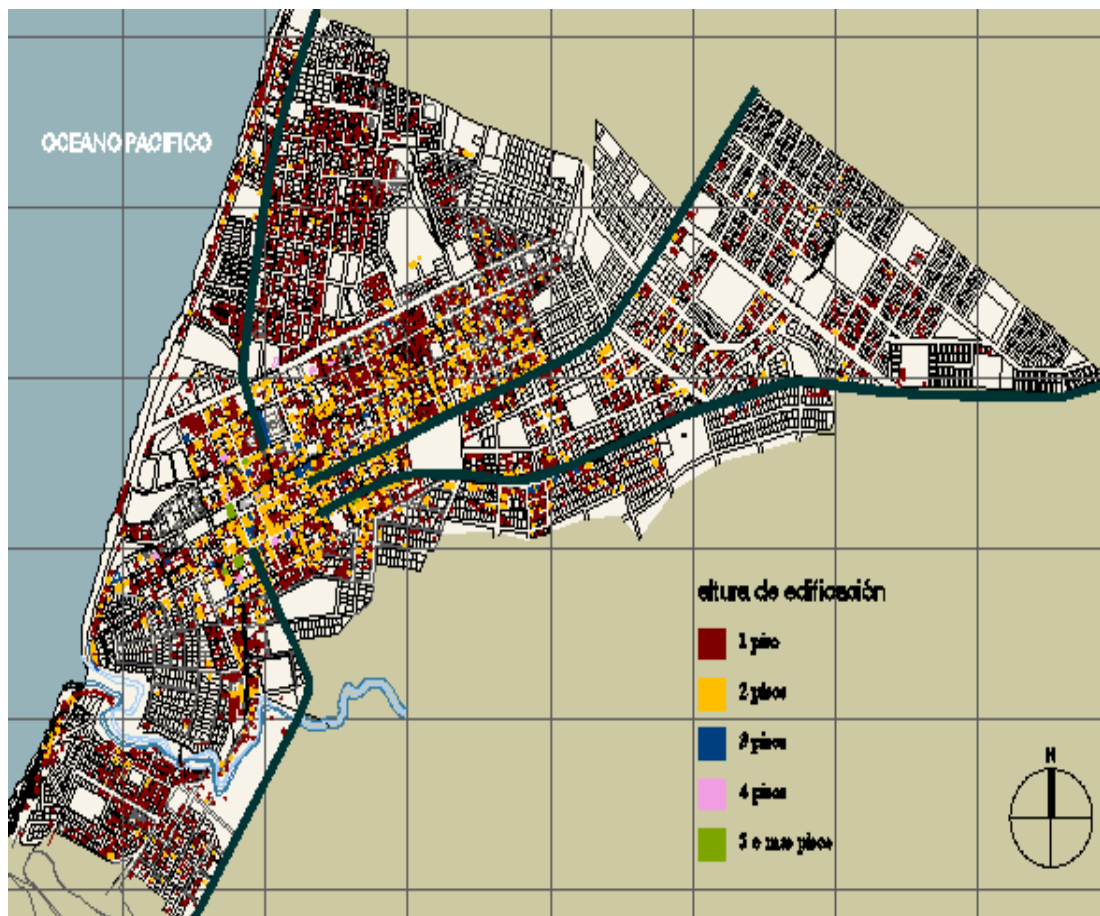


Figura 8 Altura de edificaciones del cantón Pedernales
Fuente: (PRDU , 2006)

La Ilustración # 8 indica las alturas de las edificaciones del cantón, donde muestra de color rojo las edificaciones de un piso y de color amarillo las edificaciones de dos pisos.

Para el presente proyecto de titulación en el cual las viviendas a ser construidas son de dos pisos, se puede determinar que está acorde a la altura de edificaciones del cantón y sobre todo en el área de intervención.

2.6.3 DEMANDA ACTUAL DE VIVIENDA

La demanda se definida como la cantidad y calidad de bienes o servicios que pueden ser adquiridos a diferentes precios que propone el mercado por un consumidor o por varios consumidores en un momento determinado.

La demanda de vivienda en el cantón Pedernales en la actualidad creció al 80% debido al terremoto del año 2016

2.6.4 MORFOLOGÍA URBANA

Al hablar de morfología se indica la forma externa de las poblaciones (ciudades, cantones, recintos, etc.). Esta se ve influenciada por la relación que tiene una población con el medio físico y la posición relativa de la ciudad con respecto al entorno próximo como por ejemplo la influencia con otras poblaciones, vías de comunicación, entre otras.

La morfología en el cantón Pedernales configura características diferentes, distribuidas de la siguiente manera:

En el casco central, la forma es rectangular. En el sector vía a EL Carmen, provincia de Esmeraldas, de igual forma es rectangular. En barrios del cantón, la forma es ortogonal. El borde costero de la urbe, presenta una forma irregular. Otros barrios presentan forma radial.

2.6.5 ESTADO DE LA EDIFICACIÓN

La ciudad de Pedernales es relativamente un poblado joven con crecimiento acelerado, en los últimos años configura un porcentaje muy alto de edificaciones nuevas que se encontraban en un estado bueno y regular.

Posteriormente al terremoto del abril de 2016 el 80 % de las edificaciones quedaron en ruinas dejando a vista de toda la falta de control en las construcciones del cantón y por ende el peligro latente de las personas que habitan u ocupan estas edificaciones.

Por otra parte, las viviendas que mayor afectación tuvieron en el terremoto se indican en la tabla # 5.

Tabla 5 Viviendas de mayor afectación en terremoto 2016

Cantón	Viviendas con techos que no son de hormigón	Viviendas con paredes de madera o caña	Viviendas con pisos de tierra	Déficit cualitativo de vivienda
Pedernales	93,8%	54,8%	2,6%	44,2%

Fuente: Censo de población y vivienda 2010

La tabla # 5 indica que las viviendas con techos que no son de hormigón el 93,8% de estas quedaron destruidas y otra cifra que llama la atención son las viviendas de madera o caña, puesto que el 54,8% del total de las viviendas de ese tipo sufrieron daños considerables en el terremoto.

La vulnerabilidad socioeconómica y física en la población de Pedernales fue alta por las siguientes razones:

- La infraestructura mal elaborada.
- Se evidenciaron precariedad en las construcciones, deficiencia en la calidad de los materiales, falta de control de profesionales al momento de diseñar y en el proceso de construcción.
- Se evidencio construcciones que no fueron construidas de forma adecuada y peor aún no se respetaron las normativas de construcción vigentes en el Ecuador.

2.6.6 ASPECTOS CULTURALES

Los aspectos culturales de Pedernales se encajan a los modos de vida y costumbres, conocimientos y grado de desarrollo artístico, industrial del cantón, donde se toma en cuenta que en su mayoría practican la religión católica, dedicados a la pesca, cultivo de camarón, agricultura, ganadería y turismo, las personas son amables, alegres y con sentido hacia el servicio.

2.7 SISTEMAS URBANOS

Las ciudades muestran varias características que se observan en otros ecosistemas como áreas forestales y praderas es importante indicar que existen características de los ecosistemas naturales, por ejemplo: producción, consumo, concentración de energía, descomposición y ciclo de materiales.

2.7.1 VÍAS

Las vías de acceso al cantón se encuentran en buen estado. La parroquia dispone de vías asfaltadas, adoquinadas y de tierra.

En Pedernales se tiene 1'200.000 m² de vías en el en la parte urbana, según datos presentados por el Ministerio de Obras Públicas.

En la zona céntrica de Pedernales existen vías que relativamente se encuentran en buen estado, pero en algunas zonas alejadas del cantón existen calles que no están asfaltadas, pero son accesibles para vehículos de cualquier tipo.

2.7.2 ÁREAS VERDES

En Pedernales se cuentan con una superficie aproximada de más de 14 hectáreas de espacios verdes y parques que están en el área del cantón.

Cabe señalar que estos espacios fueron destruidos al terremoto, puesto que varios de ellos sirvieron como áreas destinadas para ubicación de carpas y alojamiento de personas del cantón.

2.7.3 ESPACIO PÚBLICO

Los espacios públicos son los que se consideran de uso y dominio público o al espacio de propiedad pública generalmente del estado.

En lo que se refiere al espacio público en el cantón se identifica las calles y plazas como componentes del sistema de circulación, y en general los espacios abiertos colectivos.

Un objetivo de la municipalidad de Pedernales una vez ocurrido el terremoto es buscar la rehabilitación y construcción de los espacios públicos del cantón para que estén disponibles para los habitantes y turistas

2.7.4 EQUIPAMIENTOS URBANOS

El equipamiento del cantón consta de lugares como centros de salud, policía comunitaria, escuelas y colegios, parques, cementerio, terminal terrestre, mercado, bien estar social como bomberos, de culto como iglesias, centro de faenamiento de animales y áreas deportivas

Sin embargo, la ciudad presenta un déficit importante de Equipamientos de Uso público a nivel de ciudad, sobre todo después del terremoto. Algunas entidades como el ministerio de turismo y la prefectura de Manabí han identificado que se requieren espacios como: de un Mercado Minorista, Camal Frigorífico, Terminal de Transporte Terrestre con mejores condiciones, Complejos Deportivos para la ciudad, de un Museo Antropológico, de un Centro Cultural, una Biblioteca más actualizada y tecnificada, Teatros, de un Instituto de Enseñanza especializado de acuerdo a la productividad del cantón, de un Parque Ecológico, de Parques Barriales, de un nuevo Cementerio, de una Plaza Cívica, y de un Paseo Marítimo. Son necesidades de equipamiento del cantón.

2.8 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El terreno a ser intervenido fue asignado por la municipalidad de Pedernales para la construcción de un conjunto de viviendas, por esta razón se ha considerado esta área para análisis y diseño de tipologías estructurales. El terreno tiene una leve pendiente que desciende hasta llegar a un riachuelo y está ubicado diagonal al Terminal terrestre de Pedernales

El área del proyecto es de dos hectáreas aproximadamente, en ella se plantea construir un conjunto habitacional con viviendas de dos pisos de altura. La construcción de cada departamento se realizará a través de la unión de dos contenedores reciclados, a fin de obtener un área mínima de 30m² por departamento.



Figura 9 Terrenos o áreas a intervenir

CAPÍTULO 3

CONCEPTUALIZACIÓN

3.1 BASE CONCEPTUAL

3.1.1 ACERO

El acero es un metal compuesto por una aleación de hierro en aproximadamente un 99% junto a otros componentes como manganeso, silicio, azufre y carbono. El carbono es uno de los principales componentes del acero debido a que influye en su resistencia, la cual al ser muy alta por su bajo contenido de carbono puede generar fallas frágiles.

Entre las ventajas principales del acero se tienen: una gran resistencia, comportamiento elástico que alcanza esfuerzos y deformaciones altas, resistencia a grandes fuerzas luego de haber sido deformado, se puede acoplar fácilmente a otras estructuras de acero existentes, son durables si se les da un adecuado mantenimiento, se las puede reutilizar en nuevas estructuras, se adaptan fácilmente a diversos elementos estructurales de unión formando conexiones, pueden ser laminadas en varias formas y tamaños.

Las desventajas más importantes del acero son: el mantenimiento que se le da para evitar su corrosión, la baja resistencia al calor que implica costo de aislamiento térmico, fracturas frágiles en zonas donde se produce alta concentración de esfuerzos, pandeo de elementos esbeltos, etc.

3.1.1.1 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN CON ACERO

En el proceso de fabricación, los perfiles pueden ser, unos conformados en frío y otros laminados en caliente, los conformados en frío tienen bajo porcentaje de carbono; estos perfiles son delgados y ligeros, se los puede usar en estructuras secundarias. En función del porcentaje de carbono, los aceros se pueden clasificarse en dulces, cuando el hierro tiene un bajo contenido de carbono y colados cuando el hierro tiene un alto contenido de carbono. Todos estos aceros alcanzan diferentes esfuerzos a la fluencia y a la tensión

Los tipos de acero deben ser seleccionados de acuerdo al proyecto a construir. Los aceros estructurales se pueden clasificar conforme a la ASTM como: Aceros con diferentes contenidos de Carbono, aceros de baja aleación con alta resistencia, aceros de baja aleación con alta resistencia a la corrosión.

Las especificaciones de los perfiles estructurales fueron publicadas por el instituto americano de construcción en acero AISC.

3.1.1.2 COMPORTAMIENTO DEL ACERO

Para el diseño en estructura metálica es necesario conocer las propiedades y el comportamiento de las estructuras bajo determinadas condiciones de carga. El diagrama esfuerzo - deformación muestra el comportamiento del acero al aplicar una carga. A través del análisis del diagrama se puede determinar que el esfuerzo es proporcional a la deformación hasta un punto donde el acero se comporta elásticamente, lo que da lugar a un rango denominado zona elástica, en la que el acero resiste fuerzas sin deformarse permanentemente; por otro lado se puede observar que ciertos tipos de acero pueden deformarse manteniendo un esfuerzo constante que da lugar a un rango o zona plástica, luego de la cual se produce un endurecimiento por deformación en el que se da un cambio de volumen del acero hasta llegar a la ruptura.

3.1.1.3 MÉTODOS DE DISEÑO

Los principales parámetros de diseño para conexiones y otros elementos de estructuras metálicas se encuentran en las especificaciones para construcciones de acero del AISC, los dos métodos usados del manual son el **LRFD** que es un método de diseño en base a factores de carga - resistencia y el **ASD** que es un método de diseño en base a esfuerzos permisibles. El objetivo de estos métodos es disminuir la posibilidad de fallas ocasionadas al estimar cargas de servicio para tener soluciones estructurales con un mínimo margen de error

Los factores de carga y seguridad que se aplican en los métodos de diseño son de utilidad para suplir las incertidumbres o márgenes de error que se tienen al hacer cálculos, estos errores también se dan por las imprevistas acciones sísmicas, estimaciones de cargas de lluvia, nieve o granizo, errores constructivos e incumplimientos de normativa.

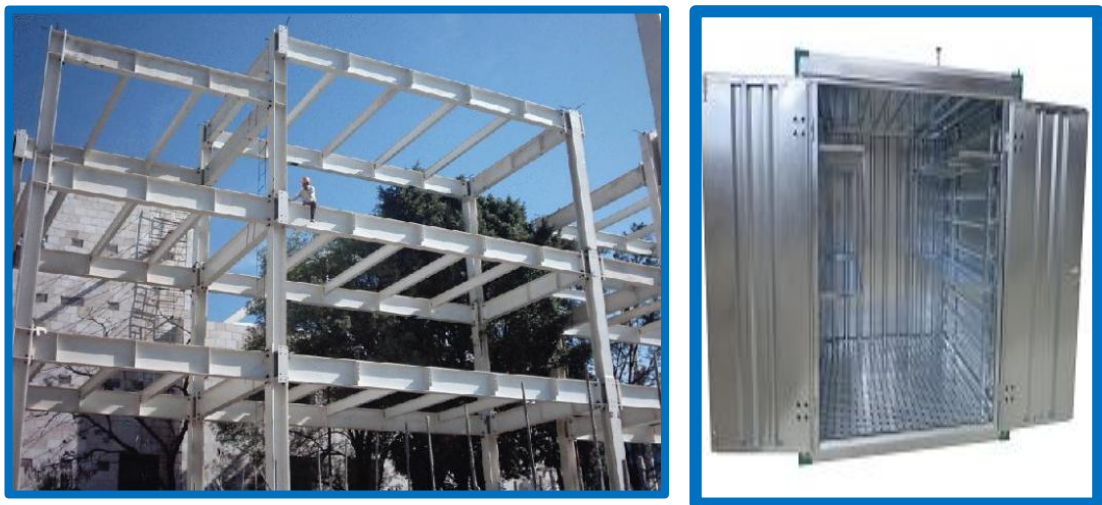


Figura 10 Utilización del acero en la construcción

Fuente: <http://www.arqhys.com/contenidos/fotos/contenidos/Qu%C3%A9-es-el-acero-estructural.jpg>

3.1.2 CONTENEDOR Y EVOLUCIÓN

Un contenedor es un recipiente de carga para el transporte marítimo o fluvial, transporte terrestre y transporte multimodal. Estos contenedores comenzaron a ponerse en marcha durante la Segunda Guerra Mundial para el transporte seguro de materiales bélicos. El inventor fue el transportista Malcom McLean que, cansado de realizar grandes trayectos, ideó un revolucionario invento, unas cajas metálicas pensadas para el transporte de mercancías. La organización ISO será posteriormente la encargada de la normalización de los equipos y los contenedores, estableciendo requisitos como su identificación y regulación o adaptación a las dimensiones y forma establecidas.

Actualmente estos contenedores han supuesto una verdadera revolución: las reducidas dimensiones de antaño han dejado paso a que un buque puede llevar unos 200 mil contenedores al año y cada uno de estos puede soportar las 300 toneladas. Su gran difusión radica en que pueden llevar la carga de forma segura, ya que son herméticos, impermeables y muy resistentes.

Los contenedores en la actualidad son muy funcionales puesto que las personas lo utilizan para varios fines como: transportar cualquier tipo de materiales, expendio de comidas, bodegas, baños, viviendas, y otros.

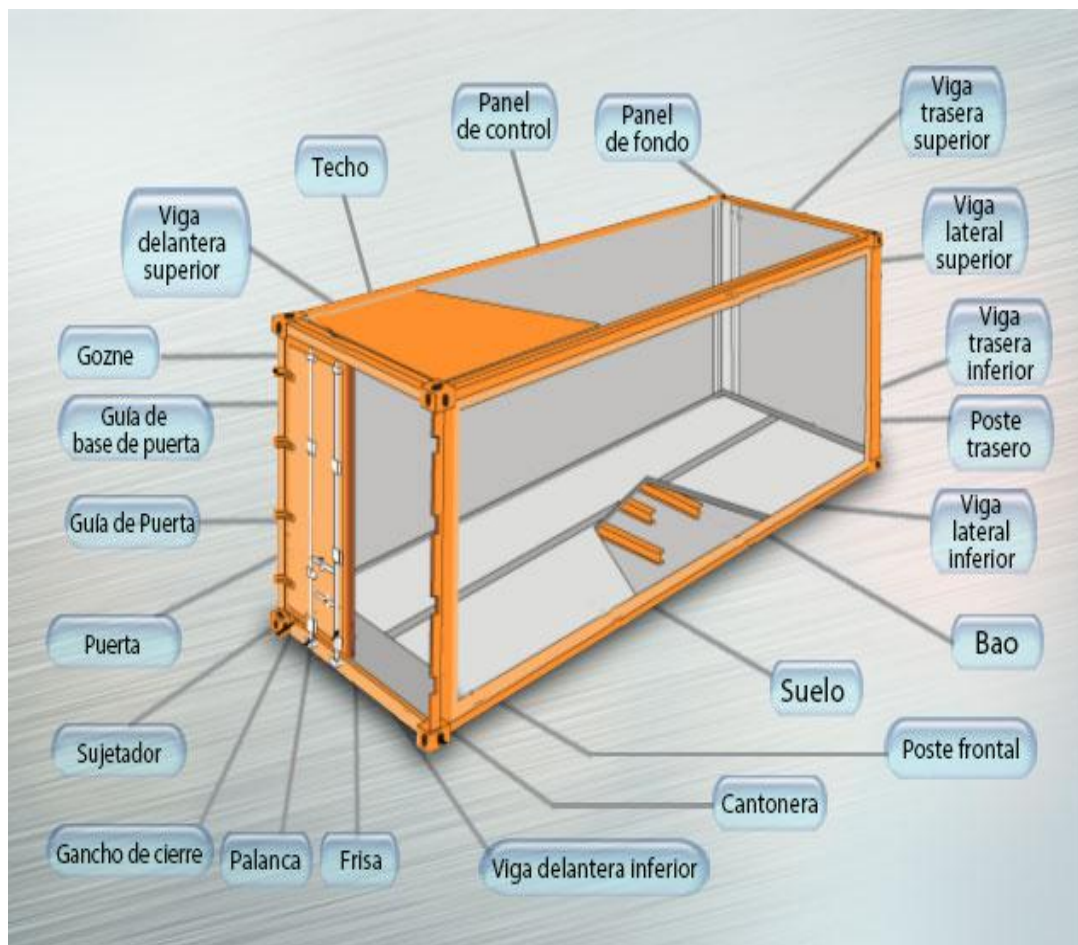


Figura 11 Componentes de un contenedor

Fuente: <https://es.slideshare.net/VeraniaCabrales/contenedor-50908850>

Tabla 6 Medidas de los contenedores estándar.

TRANSPORTE INTERNACIONAL CONTENEDORES www.elcomercioexterior.net	UTILIZACIÓN	MEDIDA	VOL.	CAPACIDAD DE CARGA				DIMENSIONES INTERNAS			DIMENSIONES EXTERNAS			DIMENSIONES PASO DE PUERTA	
			m³	toneladas				metros			metros			metros	
		precio	capacidad	peso bruto máx.	tara	peso neto máx.		largo	ancho	alto	largo	ancho	alto	ancho	alto
CONTENEDOR ISO TODO PROPOSITO DRY VAN / GENERAL		Utilizable para transportar todo tipo de mercancías, embaladas, paletizadas y también carga suelta.	20'	33,2	24,00	2,20	21,80	5,90	2,33	2,39	6,05	2,43	2,59	2,34	2,28
			40'	67,6	30,48	3,80	26,68	12,03	2,33	2,39	12,19	2,43	2,59	2,33	2,28
CONTENEDOR ISO GRAN CUBICACION HIGH CUBE		Misma utilización que el contenedor todo propósito pero con mayor capacidad de volumen de carga.	40'HC	76,2	30,48	3,90	26,58	12,03	2,33	2,69	12,19	2,43	2,89	2,33	2,58
CONTENEDOR ISO ABIERTO POR ARRIBA OPEN TOP		Utilizable para carga de grandes dimensiones, como maquinaria, planchas de acero, hormigón y similares, cuya carga no es posible de efectuar a través de las puertas del contenedor todo propósito.	20'	31,5	24,00	2,14	21,86	5,89	2,34	2,34	6,05	2,43	2,59	2,33	2,27
			40'	67,0	30,48	3,70	26,78	12,02	2,34	2,34	12,19	2,43	2,59	2,33	2,27
CONTENEDOR ISO GRANEL BULK		Ideal para el transporte de mercancías a granel, no líquidas, como cemento, productos químicos, fertilizantes, aceites, etc. en polvo, azúcar y similares.	20'	32,4	24,00	2,80	21,20	5,88	2,33	2,33	6,05	2,43	2,59	2,34	2,26
CONTENEDOR ISO ABIERTO POR COSTADOS Y TECHO FLAT RACK		De uso para carga de mercancías con dimensiones especiales, como maquinaria, cables, tuberías, vehículos, etc. en su totalidad o partes.	20'		25,48	5,30	22,32	5,98	2,39	2,33	6,05	2,43	2,59		
			40'		30,45	5,30	25,18	12,06 (entre pilares)	2,36 (entre pilares)	1,94 (alto carga)	12,19	2,43	2,59		
CONTENEDOR ISO FRIGORIFICO REEFER		Utilización para mercancías perecederas, o que necesitan de una temperatura constante durante el transporte.	20'		25,40	2,87	22,53	5,46	2,24	2,22	6,05	2,43	2,59	2,24	2,18
			40'	58,40	32,50	4,54	27,96	11,55	2,25	2,21	12,19	2,43	2,59	2,25	2,16
			40'HC	63,70			26,51	11,56	2,28	2,4	12,19	2,43	2,89	2,28	
CONTENEDOR ISO CISTERNA TANK		De uso para carga de sustancias líquidas, que pueden estar calafateadas de protección para el transporte en carretera o marítimo.	20'	21,00 litros oil palm	30,48	3,07	27,41				6,05	2,43	2,59		
CONTENEDOR 20' PALLETWIDE FCL		Medidas interiores más anchas. Caben pallets europeos (3 x 2).	20'	38	24,00	2,00	22,00	5,92	2,44	2,38	6,05	2,43	2,59		
			40'	70	30,48	4,48	26,00	12,10	2,442	2,38	12,19	2,43	2,59		
			40'HC	79,4				12,10	2,442	2,668	12,19	2,43	2,89		

Fuente: <https://www.pinterest.es/pin/279012139393246054/>

3.1.2.1 HISTORIA DE LOS CONTENEDORES.

Los contenedores en sus inicios fueron creados para transporte de materiales en el año de 1956 por el empresario estadounidense Malcolm Mc Lean, conocido como el padre de los contenedores, los mismos que reemplazaban a cajones de madera que servían para el transporte de materiales pero el proceso de carga y de transporte era lento e ineficiente por lo que el cambio a contenedores y la estandarización de tamaños ayudó a la reducción de tiempos y mejoras en los procesos para la transportación y almacenamiento de materiales mediante contenedores, puesto que los contenedores por su diseño uniforme son fuerte, resistentes a robos, fácil de transportar, etcétera.

La invención del contenedor de transporte de Malcolm Mc Lean sin duda cambio el mundo y facilitó la vida de las personas, puesto que en primer lugar ayudó a la

transportación de objetos, abarato costos, mejoró tiempos y movimientos en lo referente a la transportación y sus usos complementarios además de ser muy útiles, es una forma original, diferente y novedoso material para darle nuevos usos como laboratorios o viviendas.



Figura 12 Contenedores en sus inicios

La ilustración # 12 muestra cómo fueron los contenedores en sus inicios y la utilidad que a este tipo elementos se lo empleaba, que por lo general era para transportación de objetos



Figura 13 Almacenaje de contenedores

La figura 13, muestra el almacenaje de contenedores para reciclaje en el Puerto de Guayaquil, se muestra a los contenedores almacenados en el puerto, la mayoría de estos elementos son utilizados para la transportación de objetos vía marítima.

3.1.3 ESTRUCTURA

Conjunto de elementos estructurales (vigas, columnas, losas, diafragmas, muros, armaduras, cables) unidos entre sí por nudos capaces de soportar cargas sin deformaciones excesivas. En la realidad no existen estructuras absolutamente

indeformables, pues todas sufren deformaciones limitadas o pequeñas bajo la acción de cargas

Las estructuras pueden ser clasificadas de acuerdo a su resistencia en, estructuras a tensión (cables y colgantes), estructuras en compresión (columnas, arcos, armaduras), estructuras a cortante (muros de corte) y estructuras a flexión (vigas y marcos rígidos)

Un modelo analítico es una representación simplificada de la estructura real para facilitar el análisis de la misma. El desarrollo del modelo estructural implica:

1. Determinar si la estructura puede ser tratada o no como plana
2. Construir el diagrama de líneas del modelo estructural
3. Asignar las conexiones y los apoyos

3.1.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Es la predicción del desempeño de una estructura bajo cargas establecidas. Este análisis estructural es una parte del proceso de cálculo en el cual se determinan esfuerzos axiales, de flexión, de corte, torsión y otros, en cada uno de los elementos estructurales. Los esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales dependen de las cargas o fuerzas aplicadas sobre ellos y del tipo de elemento estructural

3.1.4.1 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.

Las características mecánicas son aquellas propiedades de los sólidos que se manifiestan cuando se aplica una fuerza, estas propiedades mecánicas de los materiales se refieren a la capacidad de los mismos de resistir acciones de cargas. Las cargas a las que puede estar sometida una estructura son: cargas vivas y cargas muertas

3.1.4.2 CONEXIONES ATORNILLADAS

Son elementos capaces de unir varios elementos estructurales, sirven para recibir esfuerzos provenientes de los elementos estructurales que unen y transmitir los mismos al resto de la estructura.

Las conexiones atornilladas son de rápido montaje e instalación, disponen de tornillos normalizados (tipo hélice, paso etc.) y no requieren de electricidad ni

control de soldadura. Las desventajas son el desgaste de las conexiones a lo largo del tiempo por los esfuerzos a los que están sometidas, la limitación de los materiales de unión (oxidación).

Su diseño se puede realizar a partir de toda la literatura, normas y códigos existentes

3.1.4.3 ELEMENTOS A FLEXIÓN

Son partes de un conjunto estructural que están sometidas a acciones de doblado. El momento flector es una fuerza interna que tiende a flejar al elemento en análisis actuando sobre su sección transversal. La flexión genera efectos de compresión y tensión en los elementos estructurales, la tensión genera alargamiento de los elementos y la compresión acortamiento de los mismos.

La flexión o doblado de los elementos estructurales debe ser controlada en el diseño a fin de lograr resistencia y evitar deflexiones mayores a las permisibles

En el caso de una viga simplemente apoyada se tendrá esfuerzos de compresión en la parte superior y de tensión en la parte inferior (Ilustración #14).

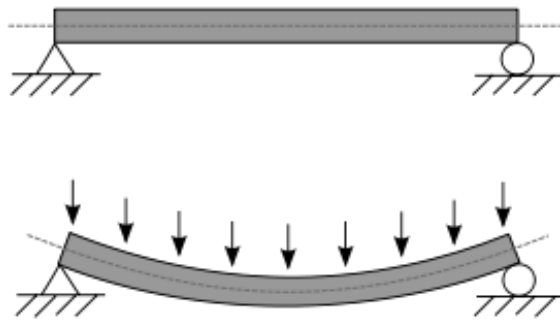


Figura 14 Viga Simplemente apoyada sometida a flexión

3.1.4.4 ELEMENTOS DE CORTE.

Son partes de un conjunto estructural que están sometidas a acciones de cizalladura, el corte se produce por diferencias de velocidades o por presión y puede desprender micro partículas, partículas o las denominadas virutas durante el proceso de corte.

El cortante que es un esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal del elemento estructural, tiende a cortar la sección en dos partes

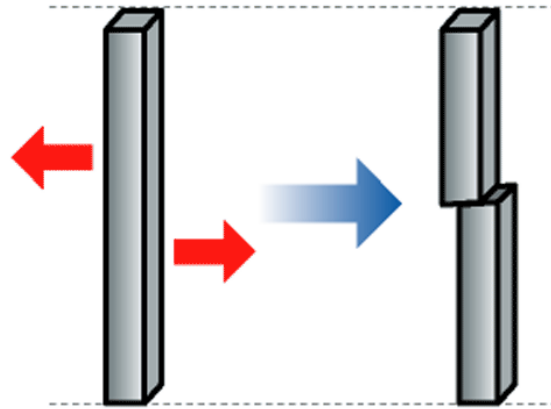


Figura 15 Columna sometida a esfuerzo de corte

Fuente: <http://amoviblesio.blogspot.com/2015/11/compresion-traccion-flexion-torsion.html>

3.1.4.5 ELEMENTOS A COMPRESIÓN

Son elementos o piezas que se someten a fuerzas de compresión longitudinal, los elementos de compresión más conocidos son las columnas.

Un cuerpo se somete a un esfuerzo de compresión cuando se le aplican dos fuerzas en la misma dirección y sentidos contrarios lo que provoca un abombamiento en la parte central y reduce la longitud inicial, las fuerzas aplicadas tienden a comprimirlo o aplastarlo.



Figura 16 Columna en compresión

Fuente: <http://amoviblesio.blogspot.com/2015/11/compresion-traccion-flexion-torsion.html>

3.1.4.6 ELEMENTOS A TENSIÓN

Son partes de un conjunto estructural que están sometidas a acciones de tensión. Se puede encontrar elementos sometidos a tensión en arrostramientos, tirantes, armaduras, y otros

Un cuerpo se somete a un esfuerzo de tensión cuando se aplican dos fuerzas en dirección y sentido contrario.



3.1.4.7 ESFUERZOS COMBINADOS

Los esfuerzos combinados representan la suma o la combinación del esfuerzo axial, de flexión o torsión que se presentan en un conjunto estructural. Los elementos que están sujetos a esfuerzos combinados pueden ser conexiones, vigas y columnas

La aplicación de diferentes tipos de carga a una estructura produce esfuerzos internos combinados en los elementos estructurales

Para determinar la capacidad de carga de un elemento estructural, se debe conocer las relaciones entre las cargas y los esfuerzos causados por dichas cargas

3.1.4.8 MARCO RÍGIDO

Los marcos rígidos son fundamentales puesto que son el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos.

Su nombre proviene de los elementos principales que los componen como vigas, y columnas que están ligadas entre sí por medio de conexiones rígidas capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y tangenciales, sin que haya desplazamientos lineales o angulares, relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada muro, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola. En edificios de varios pisos se emplean frecuentemente marcos rígidos en dos direcciones

Existen elementos que componen un marco rígido como vigas, columnas y conexiones entre ellas, además puede haber también elementos de contraventeo. Las vigas son elementos generalmente horizontales o con pequeña inclinación que soportan directamente las cargas verticales permanentes, muertas y vivas, las

columnas de los marcos rígidos cuyos ejes son verticales en general, deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes, y de tramos de columnas que se encuentran sobre ellas.

Es importante analizar la falla de un marco rígido, puesto que puede ser parcialmente o de conjunto, una falla de primer tipo se observa cuando se termina la resistencia de alguno o de algunos de los elementos que forman el marco, viga, columna o conexión. La falla de una viga puede ser por inestabilidad (pandeo lateral por flexotorsión, pandeo local) o por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, una columna puede fallar también por inestabilidad o porque se agote su resistencia al formarse una o más articulaciones plásticas, una conexión falla cuando aparece una discontinuidad lineal o angular, producida por fracturas o deformaciones locales excesivas.

Aunque una falla parcial sobre todo de una columna puede tener consecuencias graves, no suele ocasionar el colapso total de una estructura, el diseño de un marco rígido consiste en la determinación de los perfiles necesarios en vigas y columnas en la proporción de las conexiones entre ellas, y en la revisión posterior del conjunto para asegurarse de que tiene un coeficiente de seguridad adecuado contra el colapso por pandeo o por inestabilidad y de que su comportamiento bajo cargas de trabajo es satisfactorio.

3.1.4.9 DIAFRAGMA

Son elementos planos horizontales que transfieren fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia. Los diafragmas amarran a los elementos del sistema estructural dando apoyo lateral a estos elementos. Actúa como una viga que se extiende entre los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales, de este modo, el diafragma está sometido a esfuerzos de flexión y cortante en su plano. Los diafragmas resisten fuerzas provenientes de distintas acciones

3.1.4.10 MURO DE CORTE

Son elementos estructurales tipo muro, resistentes a fuerzas laterales en su plano y a cargas verticales mayores a un cierto límite, se los utiliza para dar una mayor rigidez al sistema estructural de pórticos en zonas altamente sísmicas

3.1.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

Es el dimensionamiento de los elementos estructurales y el fin del proceso de cálculo. Los elementos son dimensionados conforme a las fuerzas internas (axiales, de corte, momento, torsión y otras) obtenidas del análisis estructural y la capacidad nominal de los elementos establecida en los códigos y especificaciones de construcción

3.2 DEFINICIÓN DEL MACRO PROGRAMA GENERAL

3.2.1 ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS

Son documentos desarrollados por varias instituciones nacionales e internacionales que contienen comentarios valiosos sobre las buenas prácticas de la ingeniería. Estos códigos o reglamentos especifican las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de elementos, calidad de los materiales y otros factores

Las zonas que se acatan estrictamente al uso de códigos tienen menos fallas estructurales y son más seguras que las que no toman en cuenta los códigos de construcción

3.2.1.1 AISC

La especificación internacional AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction) es una guía usada para el diseño de estructuras metálicas, contiene disposiciones generales, requerimientos de diseño, diseño de elementos estructurales sometidos a distintos esfuerzos, control de calidad, fabricación y montaje (American Institute of Steel Construction , 2015).

Distintos sectores del país se han adaptado a las especificaciones internacionales, en particular a las estadounidenses que han servido de referencia para el diseño de diferentes elementos estructurales. Las especificaciones de diseño usadas en el presente trabajo son:

- ✓ Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-10 (AISC, 2010a)
- ✓ Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-10 (AISC, 2010b)
- ✓ Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC 358 -10 (AISC, 2010c)
- ✓

3.2.1.2 NEC

La norma NEC 2015 (Norma ecuatoriana de la construcción) es una especificación nacional que sirve como guía para el diseño de estructuras de acero, contiene metodologías de diseño, procedimientos de construcción y especificaciones técnicas que tienen la finalidad de construir edificaciones seguras. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

Los códigos y normativas consideradas para el desarrollo de la NEC 2015 son:

1. El código ecuatoriano de la construcción, que contiene el cálculo de cargas gravitacionales y sísmicas
2. Los códigos de diseño desarrollados en Estados Unidos

Las **especificaciones** usadas en el proceso de diseño de estructuras de acero son:

- ✓ Determinación de cargas gravitacionales, NEC-SE-CG
- ✓ Determinación de cargas sísmicas, NEC-SE-DS
- ✓ Diseño de componentes - pórticos resistentes a carga lateral, NEC-SE-AC

3.2.2 PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Los planos arquitectónicos muestran las tres tipologías de vivienda que serán analizadas y diseñadas estructuralmente, la configuración geométrica de cada una de ellas tiene un comportamiento sísmico distinto que será estudiado en el presente trabajo a fin de determinar la tipología más favorable ante un evento sísmico.

3.2.2.1 DELIMITACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

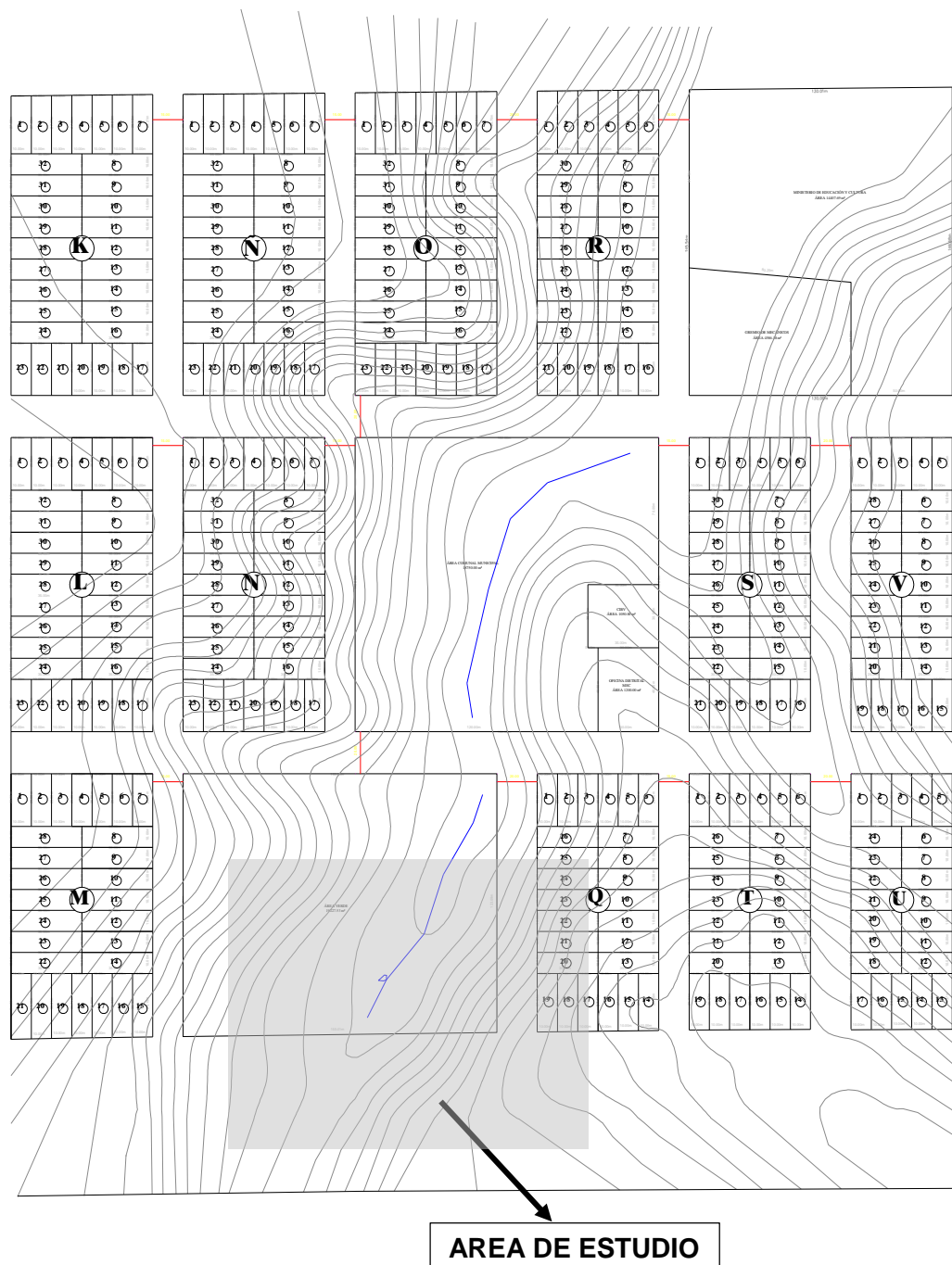


Figura 17 Delimitación del Área de Estudio
Fuente: Municipio de Pedernales

La figura 17 muestra el área de estudio donde se puede realizar el presente proyecto, para lo cual el municipio del cantón pedernales facilitó plano topográfico

3.2.2.2 ESQUEMA DE IMPLANTACIÓN

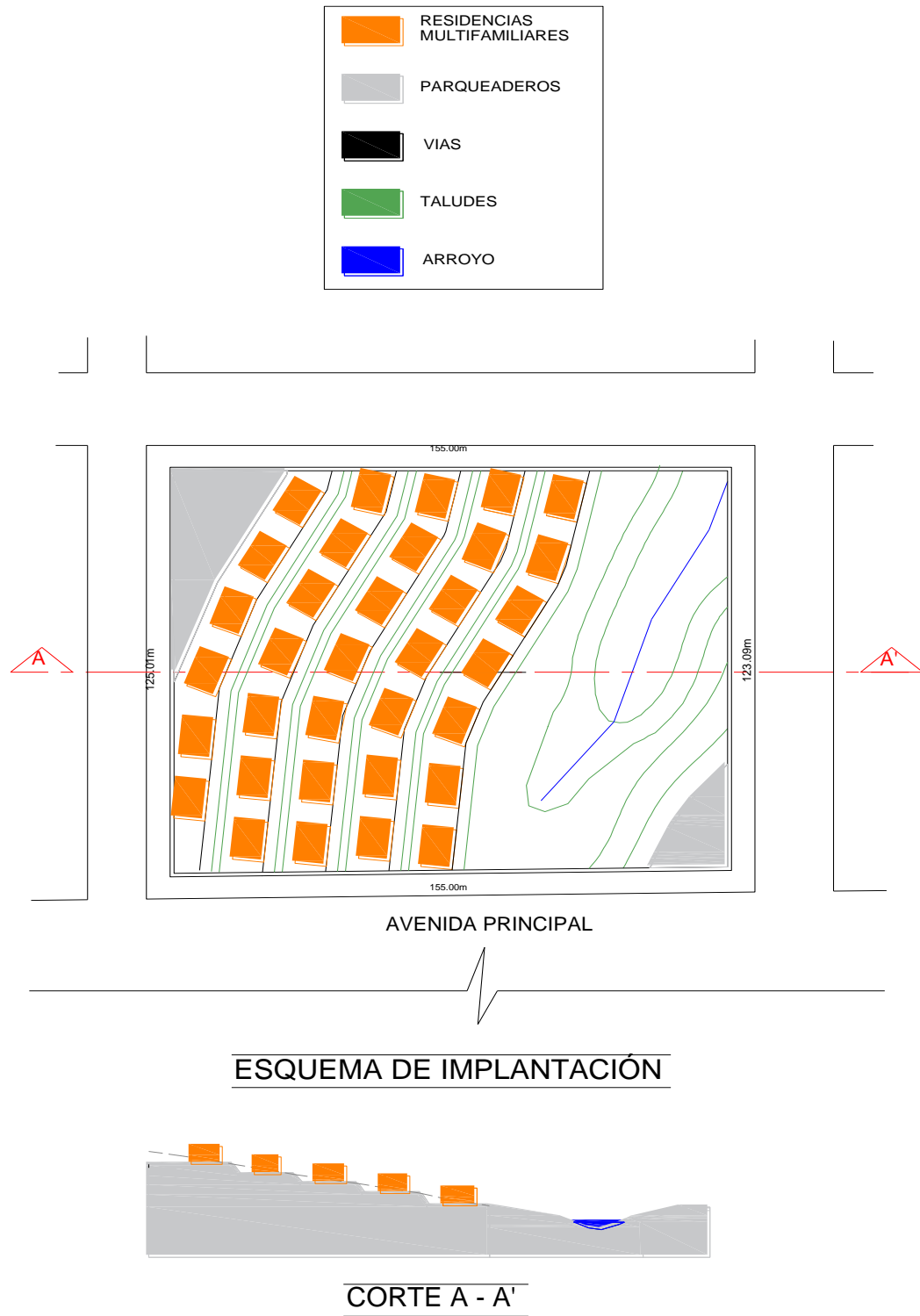
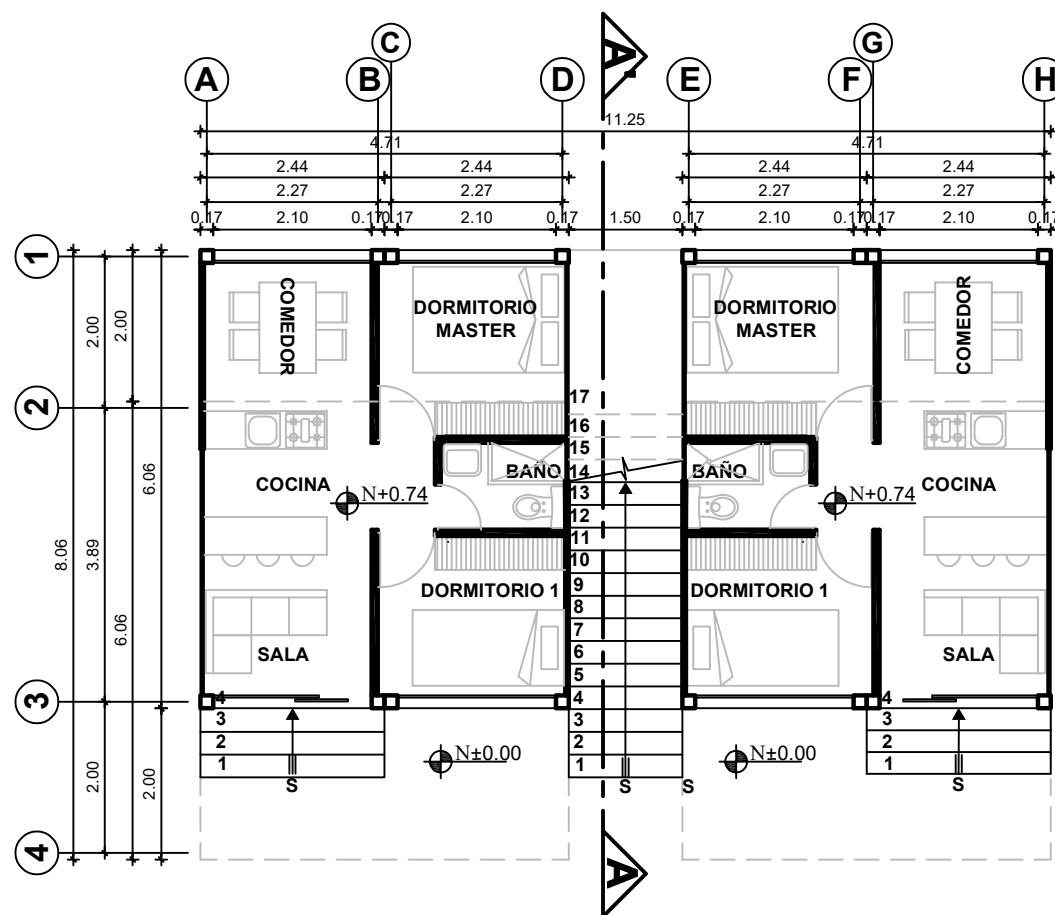
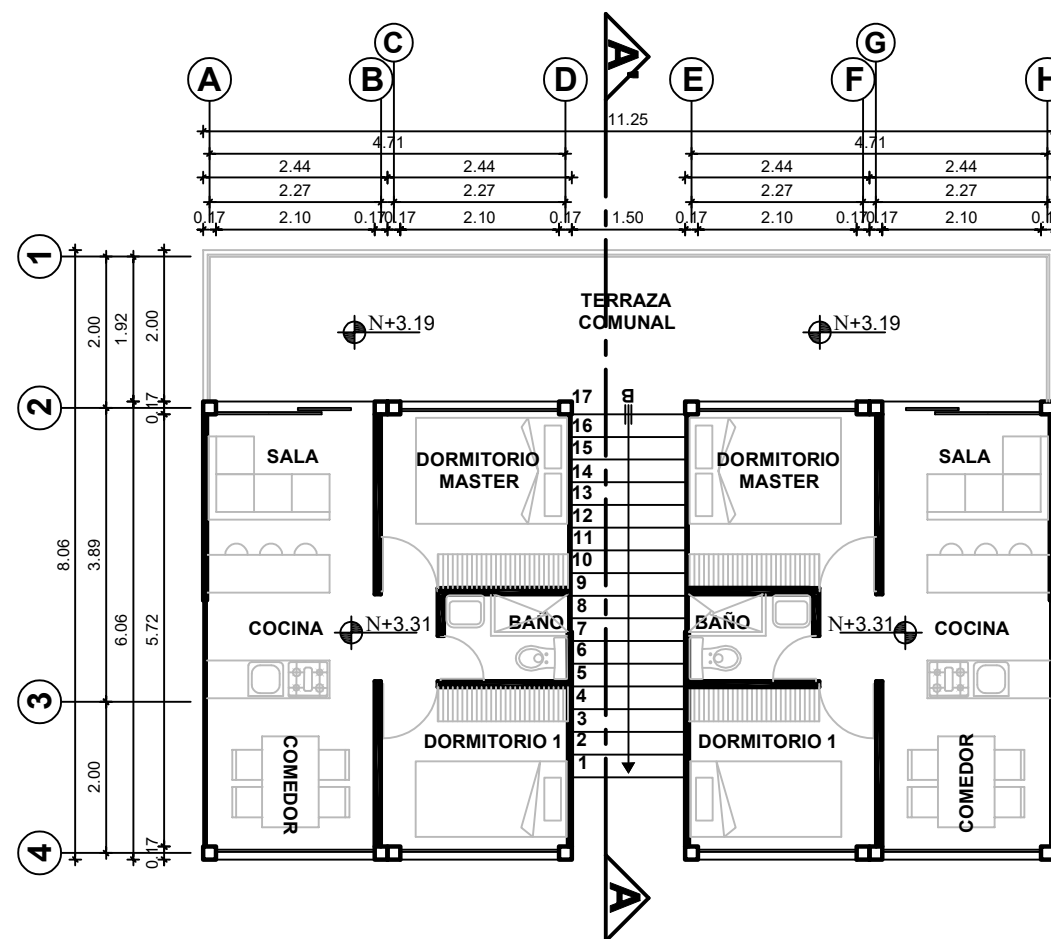


Figura 18 Esquema de implementación de viviendas

VIVIENDA TIPO 1

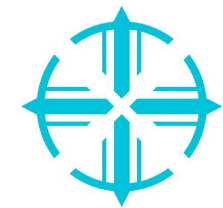


PLANTA BAJA
ESC: 1-100



PLANTA ALTA
ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTAS BAJA
- PLANTA ALTA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

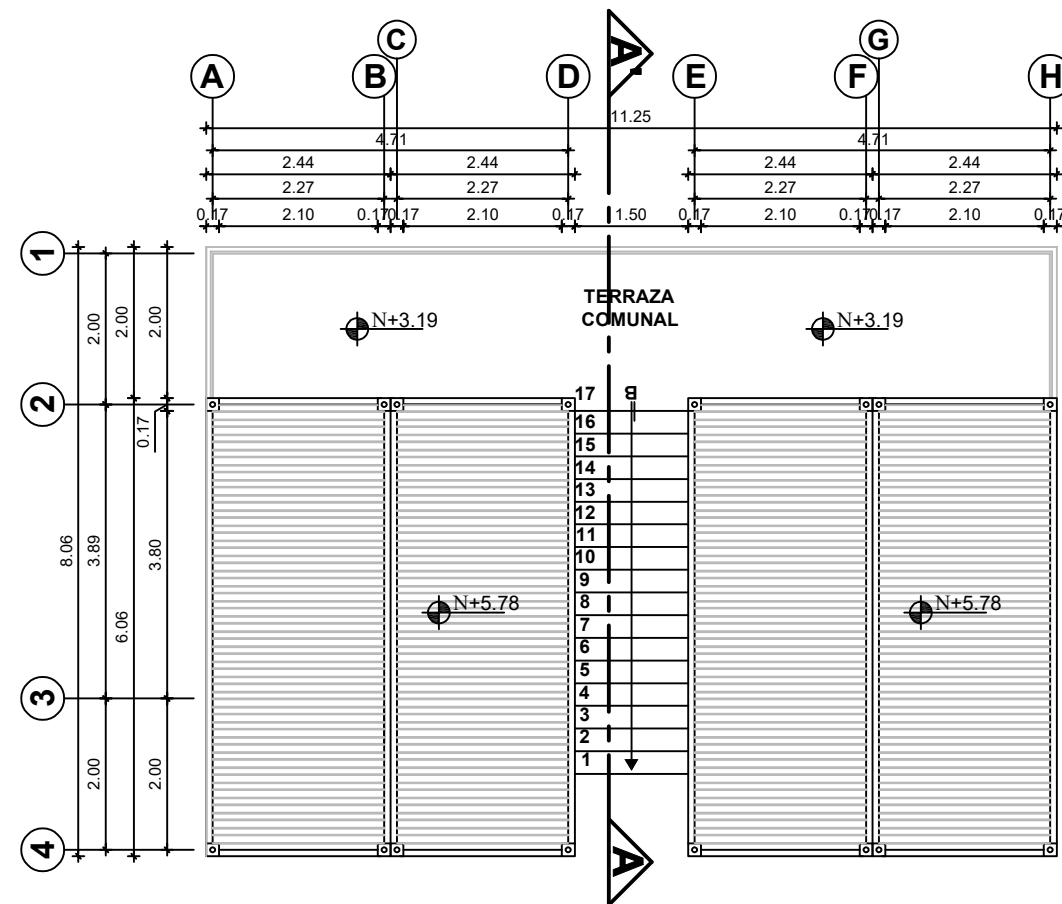
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

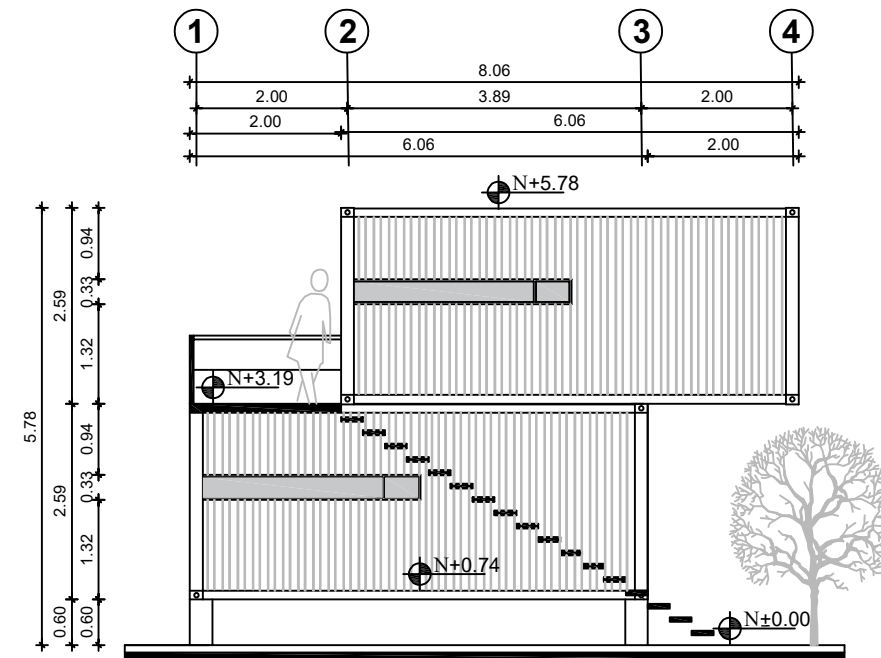
1

23

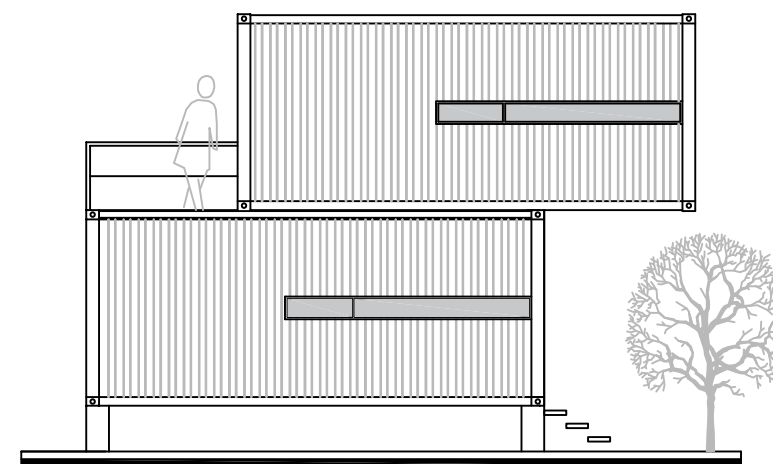
VIVIENDA TIPO 1



PLANTA DE CUBIERTA
ESC: 1-100

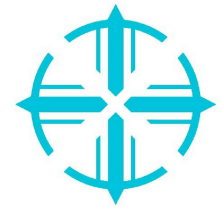


CORTE A'-A
ESC: 1-100



FACHADA LATERAL IZQUIERDA
ESC: 1-100

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO**

**TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES**

CONTENIDO:

- PLANTA DE CUBIERTAS
- FACHADA LATERAL IZQUIERDA
- CORTE

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

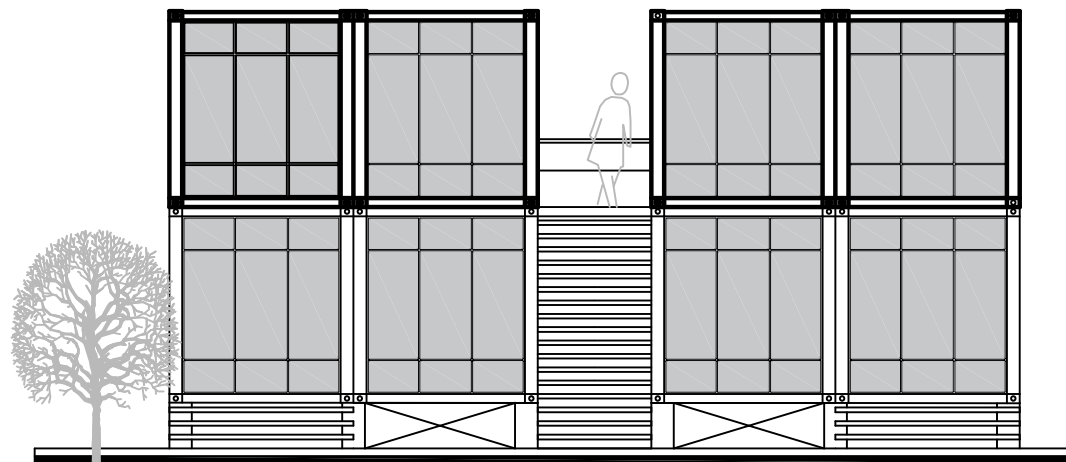
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

2

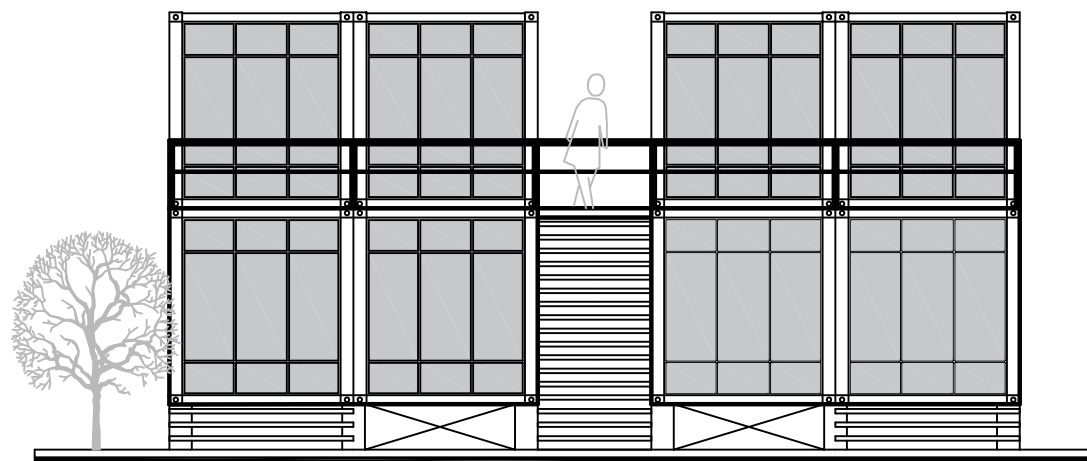
23

VIVIENDA TIPO 1



FACHADA FRONTAL

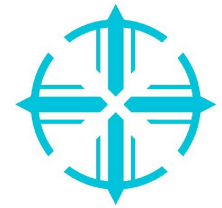
ESC: 1-100



FACHADA POSTERIOR

ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- FACHADA FRONTAL
- FACHADA POSTERIOR

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

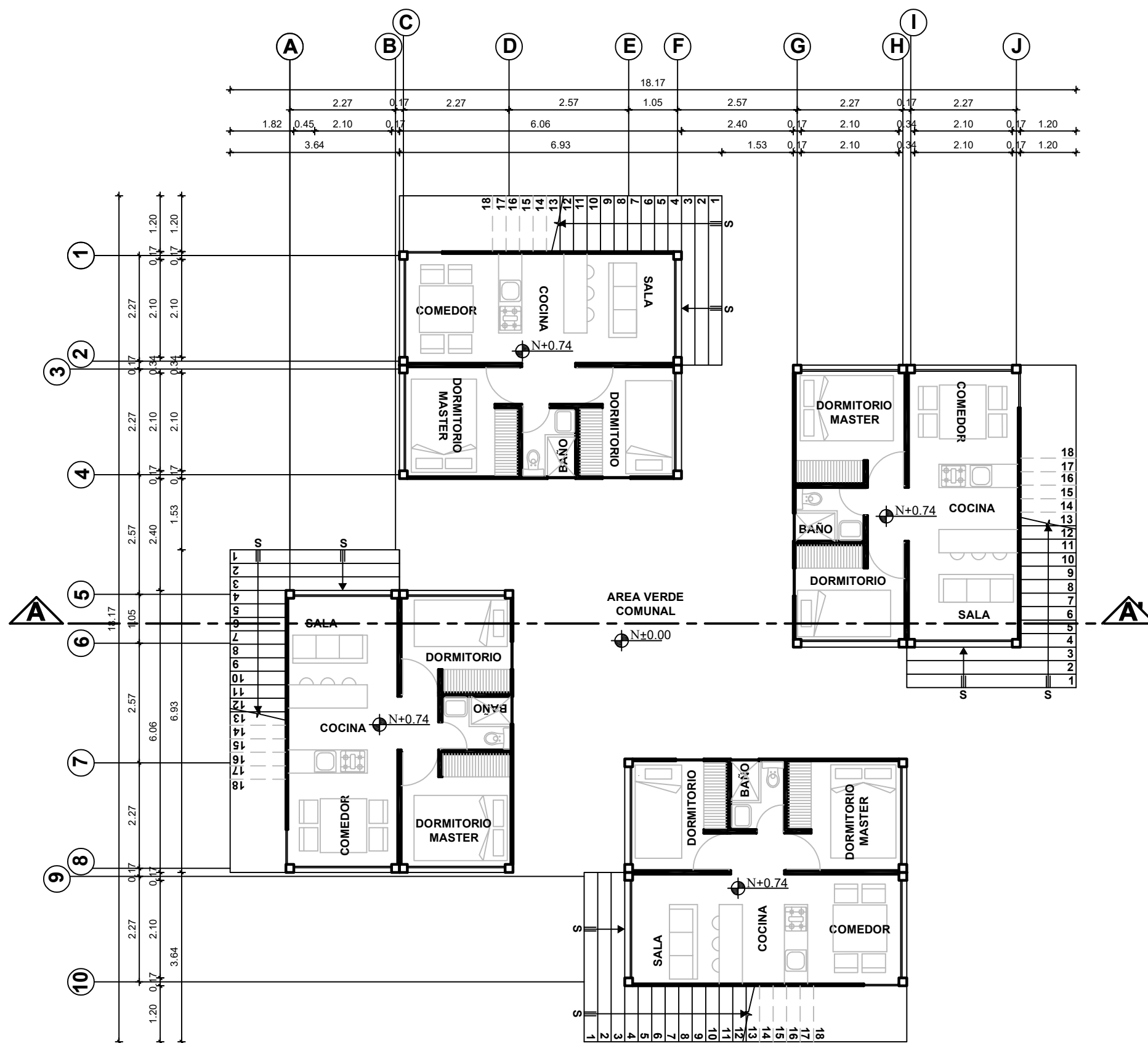
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

3

23

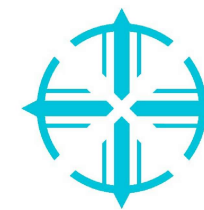
VIVIENDA TIPO 2



PLANTA BAJA

ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:
● PLANTA BAJA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

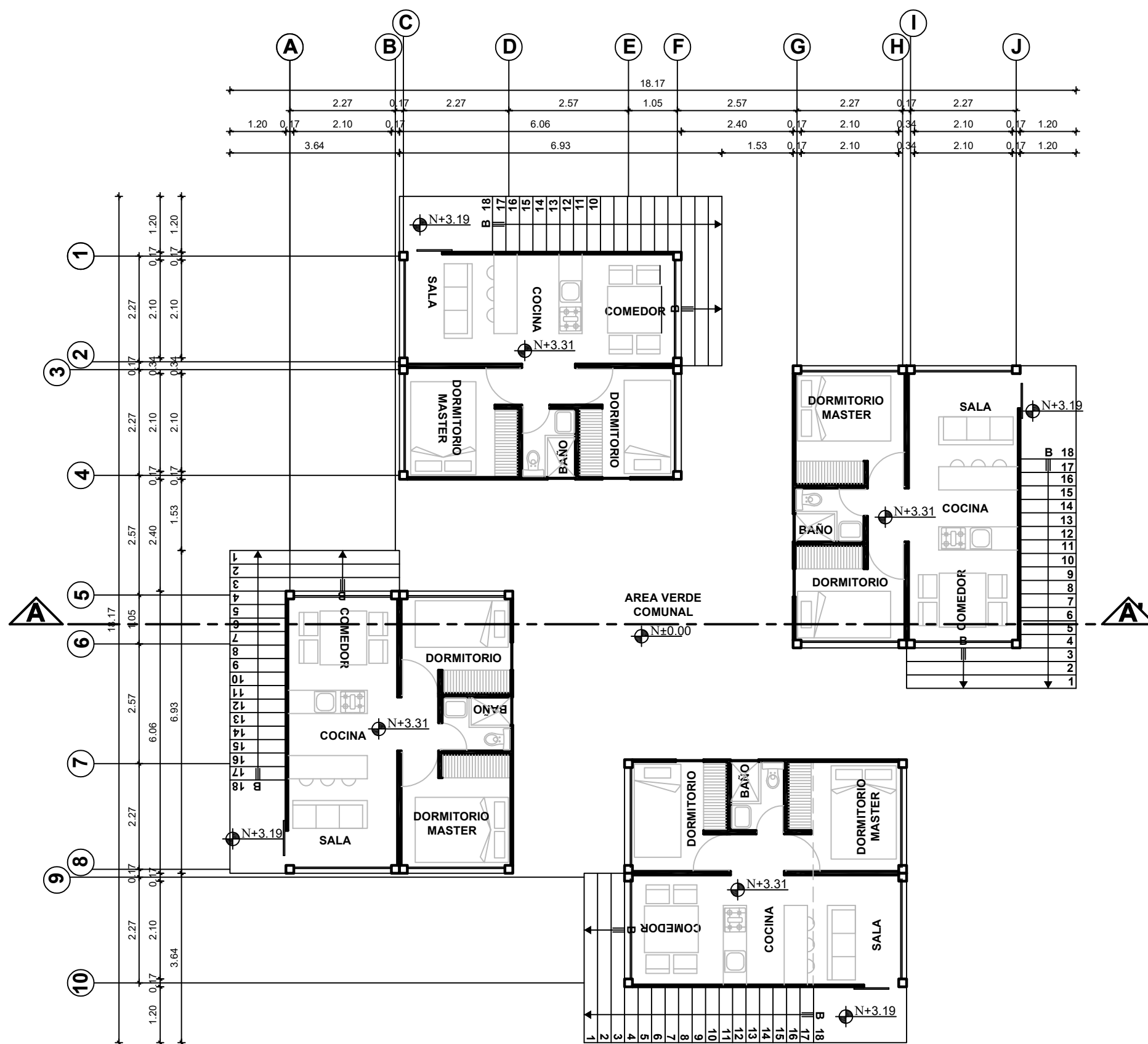
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

4

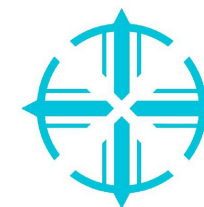
23

VIVIENDA TIPO 2



PLANTA ALTA
ESC: 1-100

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO**

**TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES**

CONTENIDO:

● PLANTA ALTA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

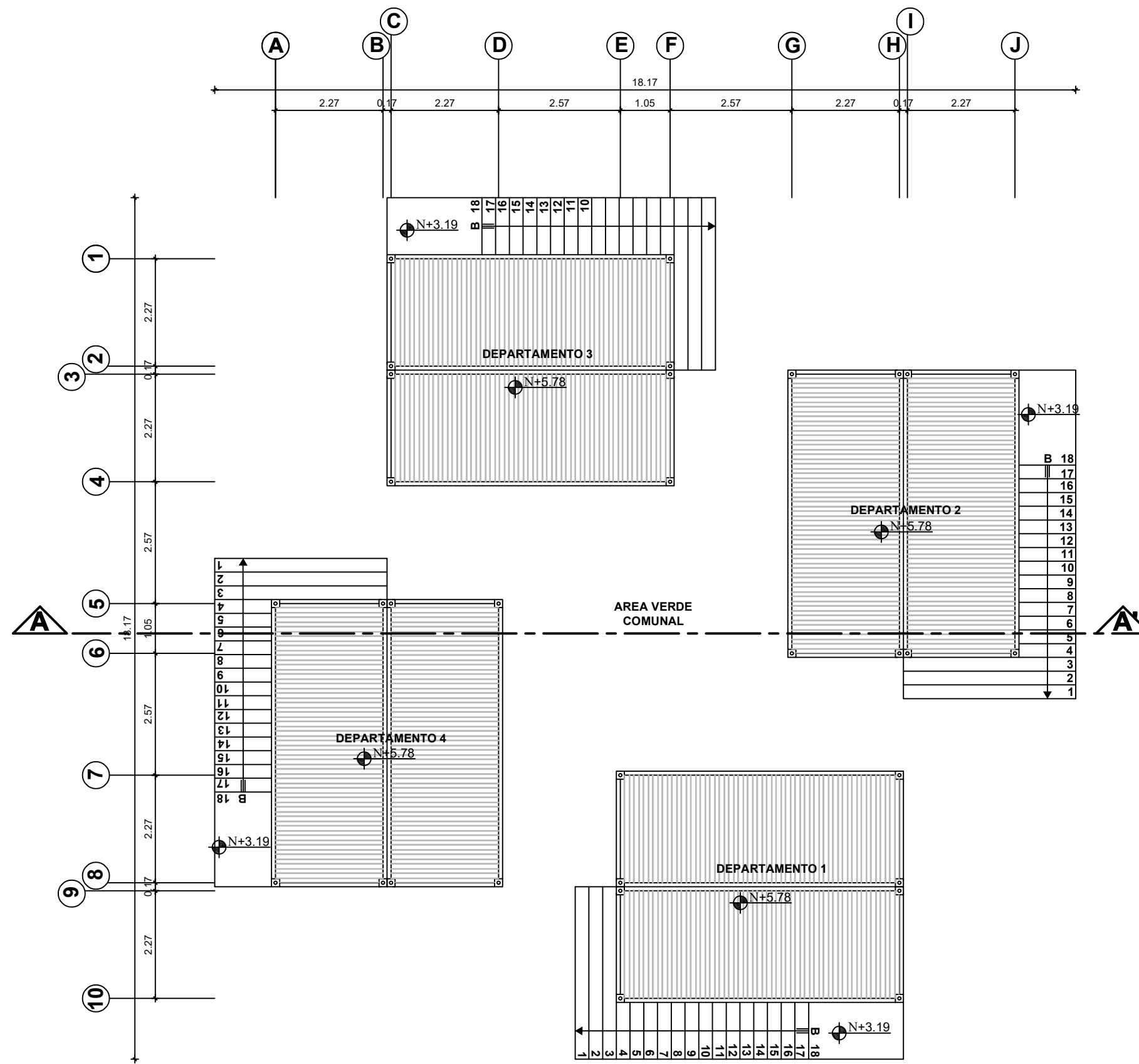
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

5

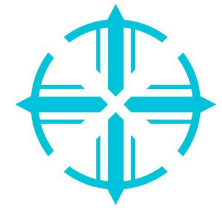
23

VIVIENDA TIPO 2



PLANTA DE CUBIERTA
ESC: 1-100

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO**

**TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES**

CONTENIDO:

● PLANTA DE CUBIERTA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

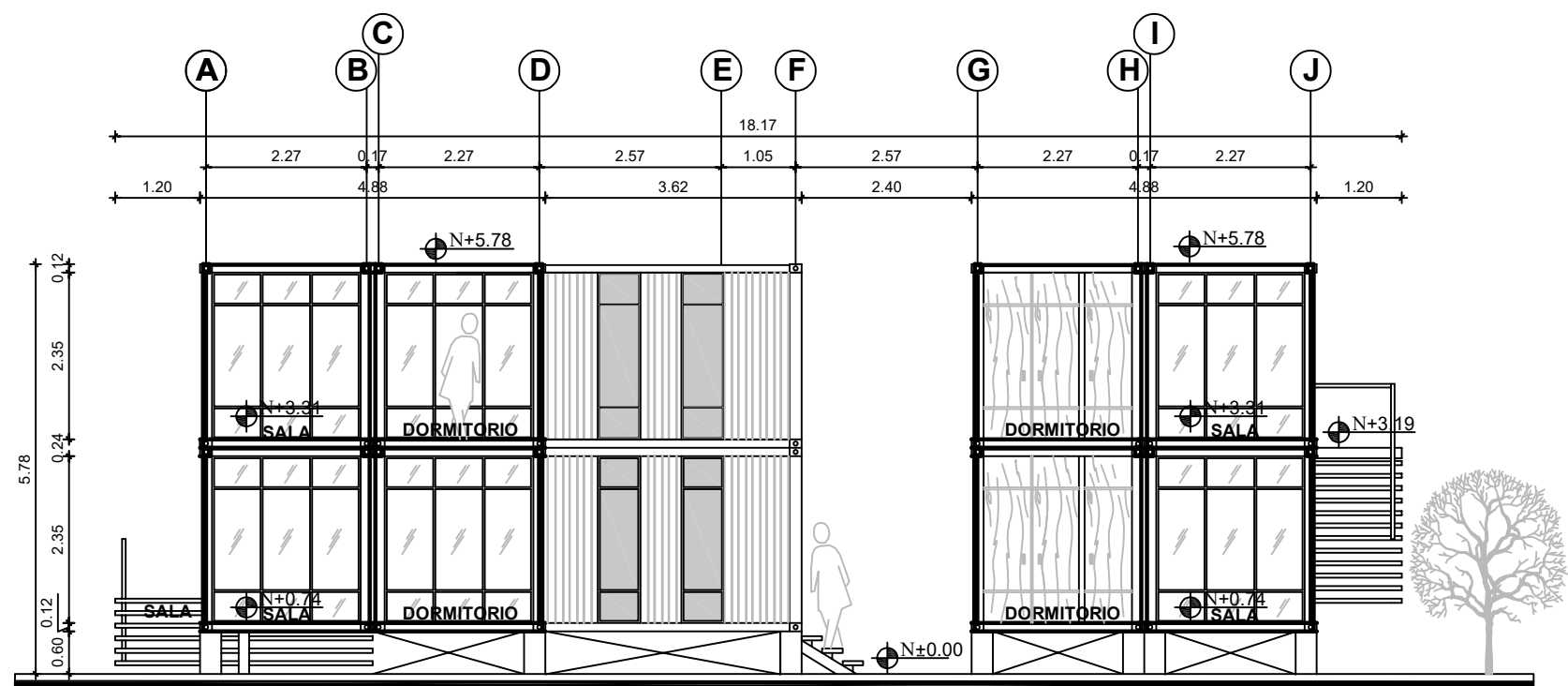
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

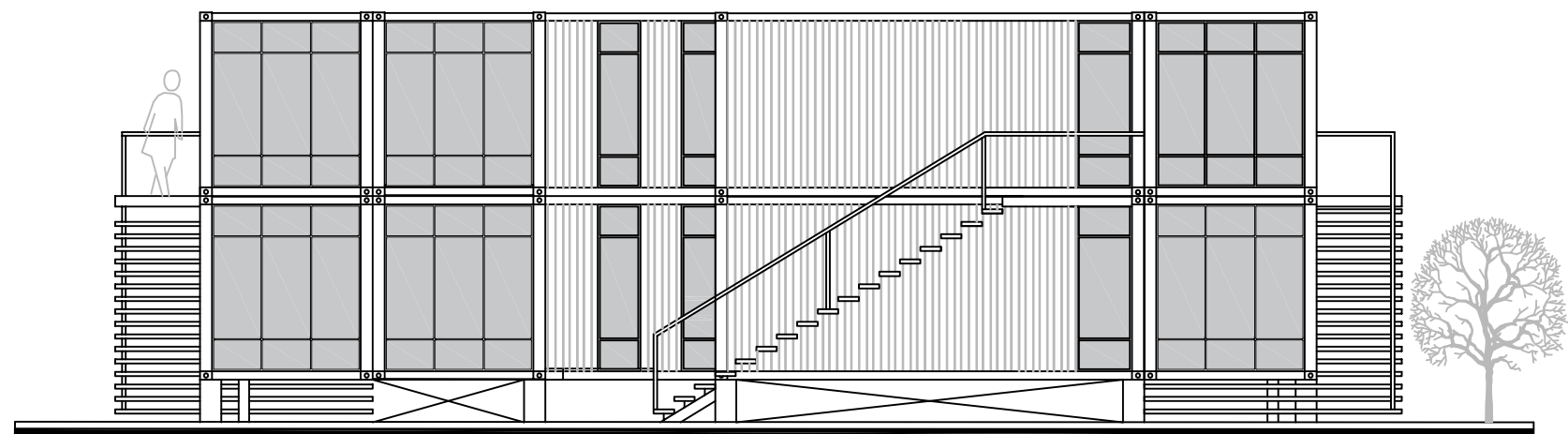
6

23

VIVIENDA TIPO 2

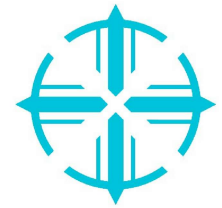


CORTE A-A'
ESC: 1-100



FACHADA FRONTAL
ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- FACHADA FRONTAL
- CORTE

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

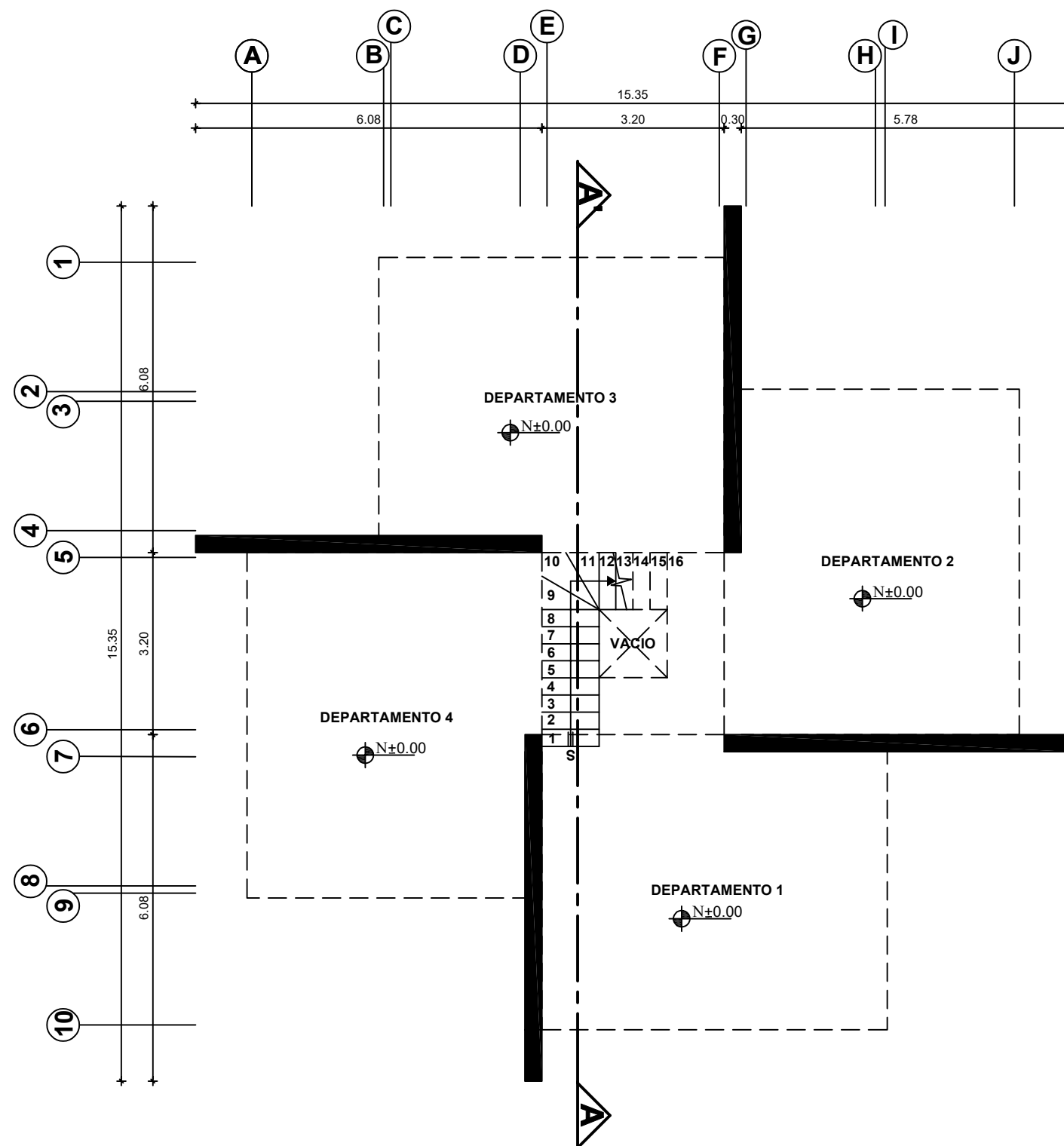
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

7

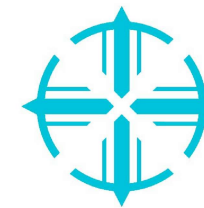
23

VIVIENDA TIPO 3



PLANTA BAJA
ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

● PLANTA BAJA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

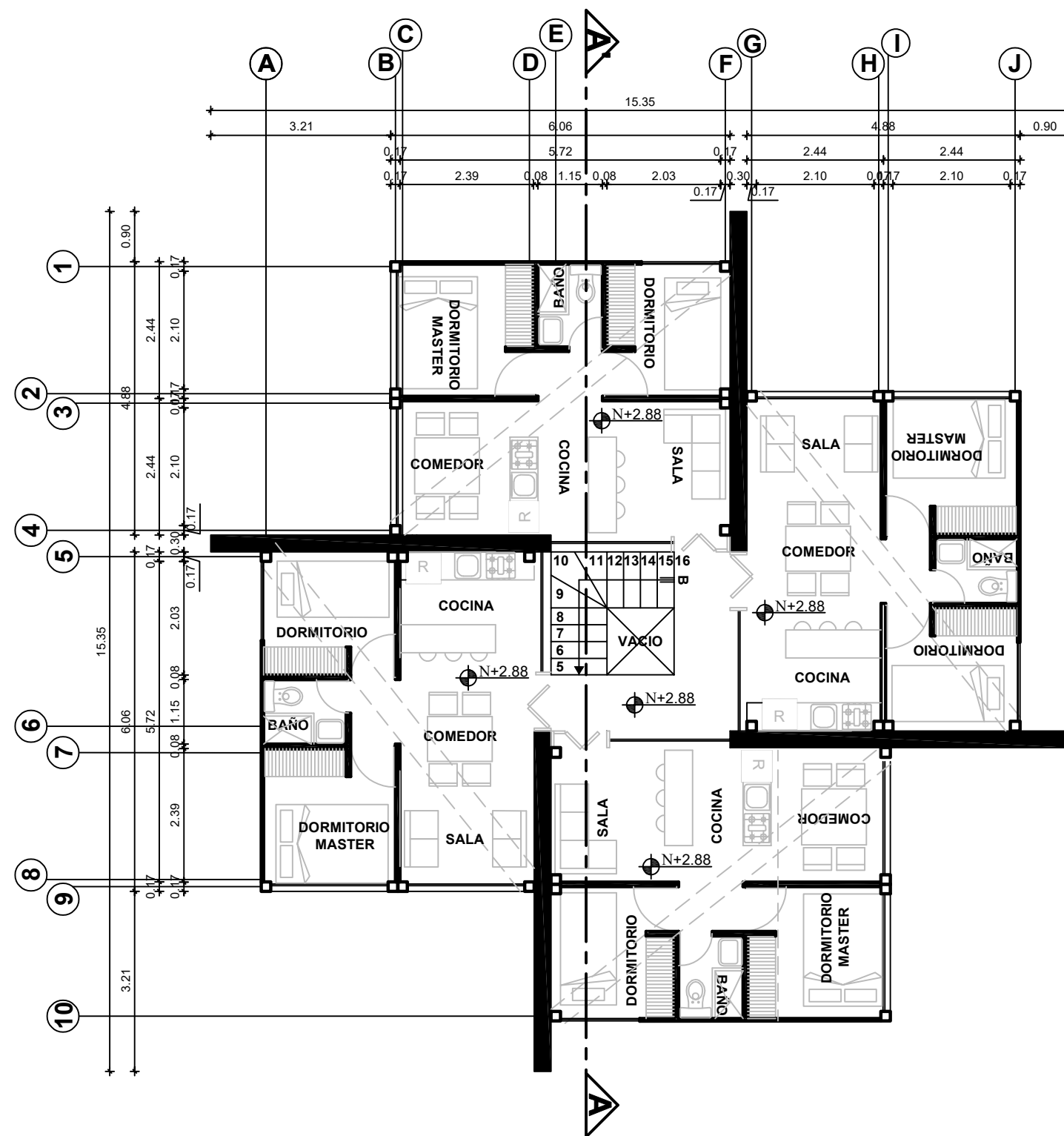
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

8

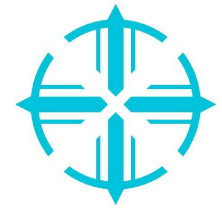
23

VIVIENDA TIPO 3



PLANTA ALTA
ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTA ALTA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

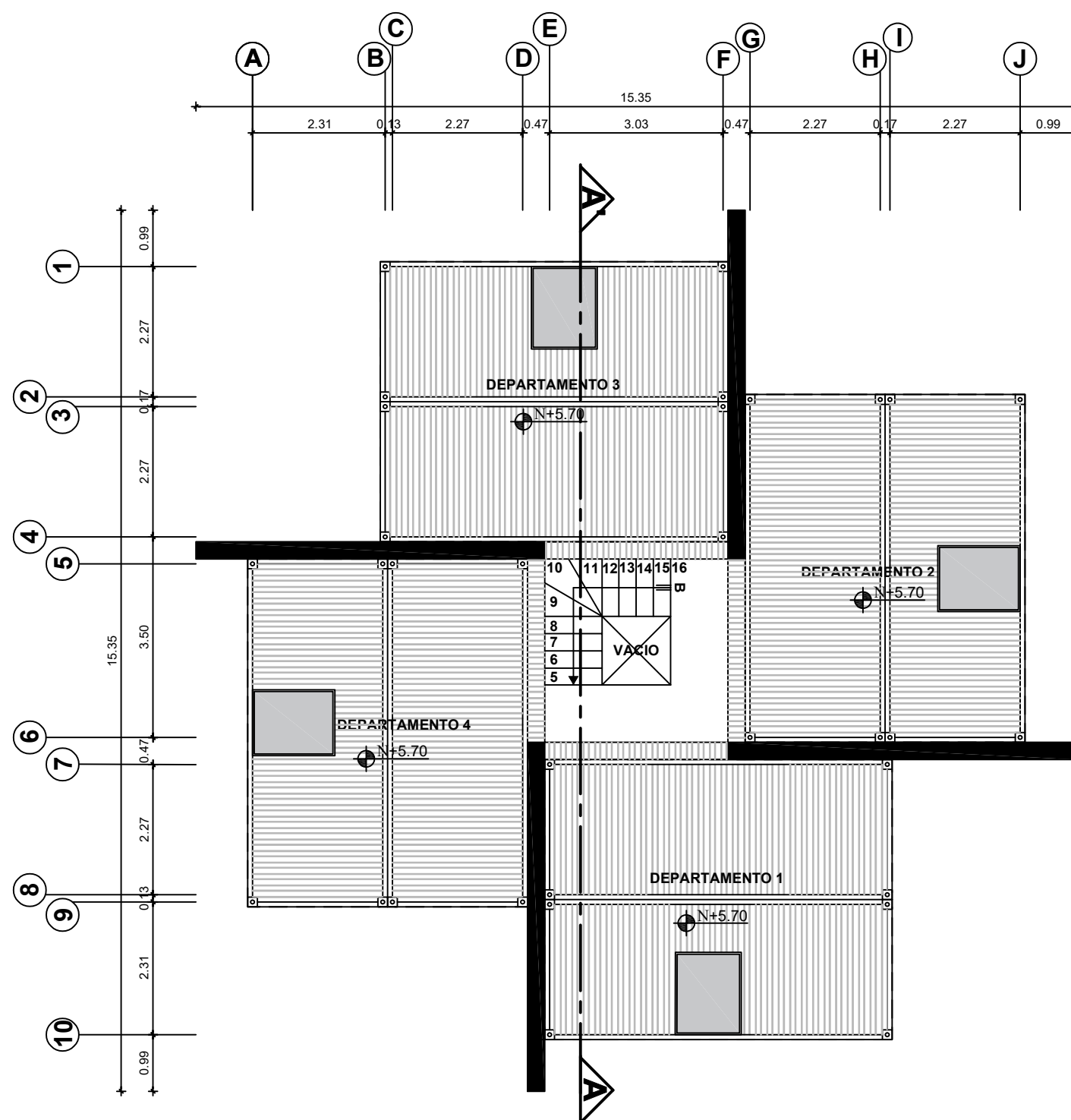
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

9

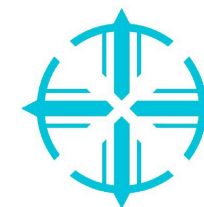
23

VIVIENDA TIPO 3



PLANTA DE CUBIERTA
ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTA DE CUBIERTA

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

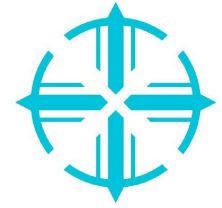
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

10

23

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- FACHADA FRONTAL
- CORTE

DISEÑO ARQUITECTÓNICO:
ARQ. GABRIELA AVILÉS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

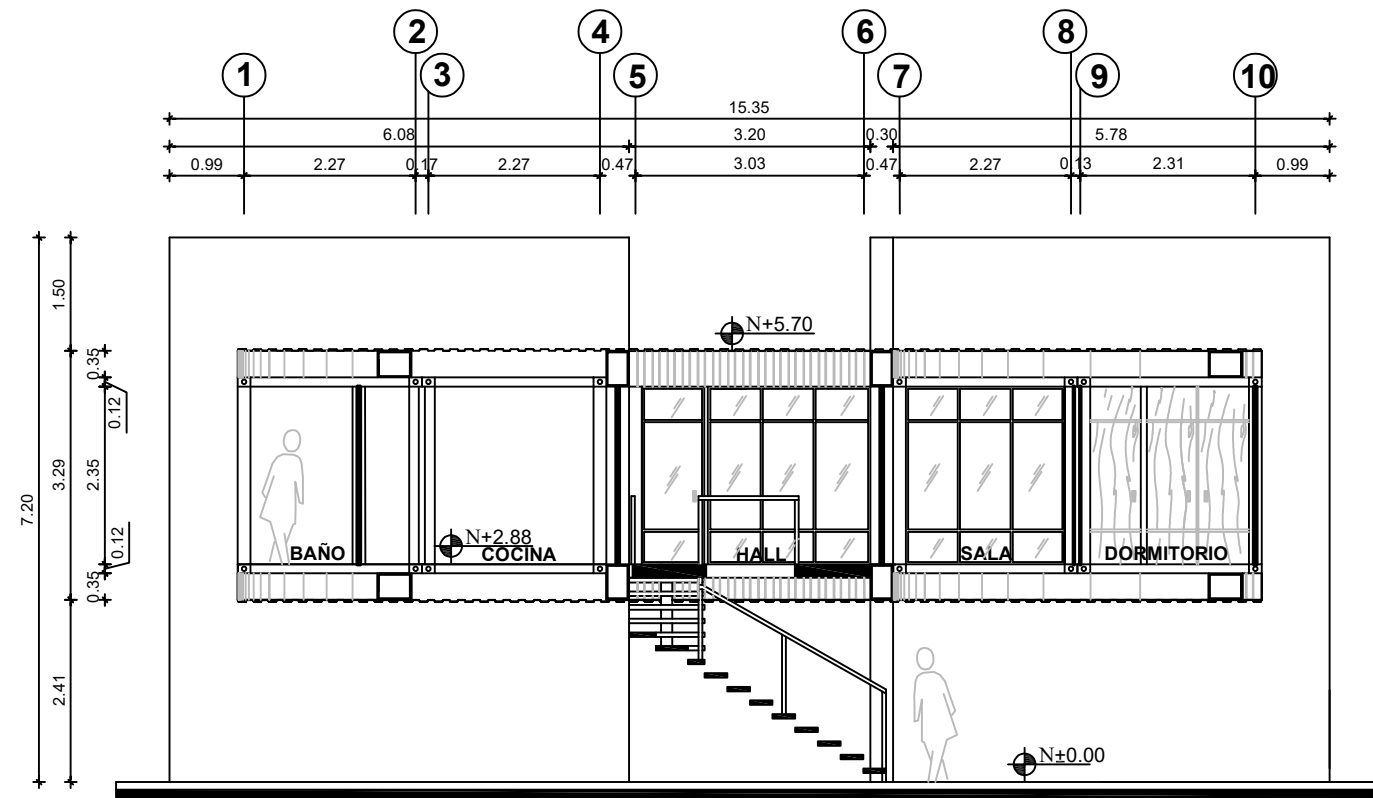
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

ESCALA:
INDICADA

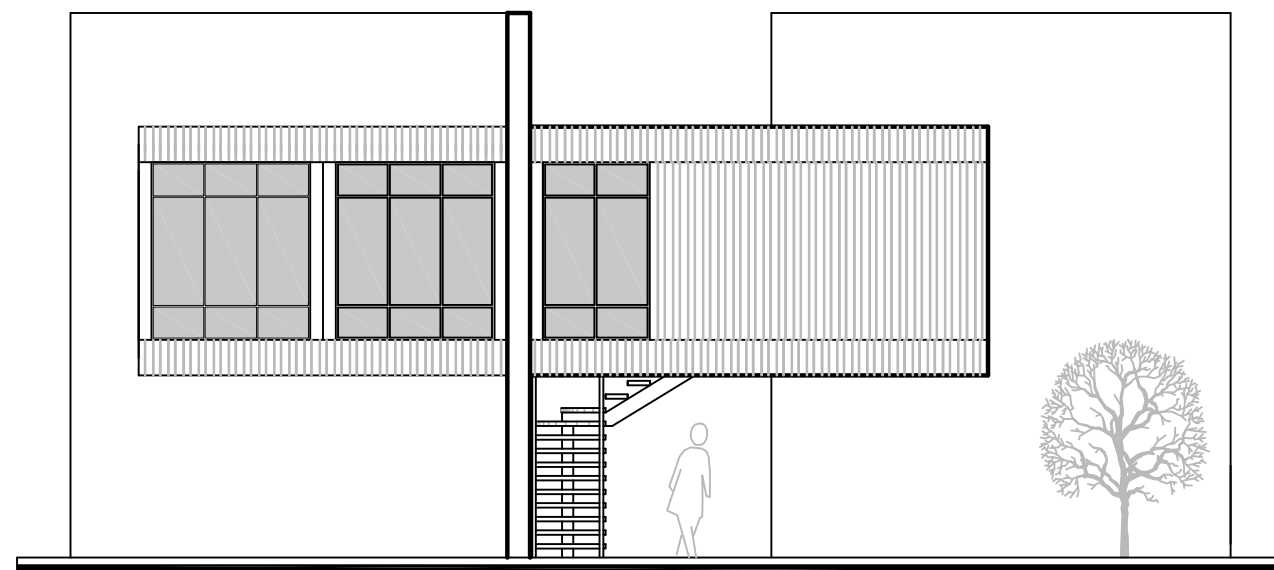
LÁMINA:

11

23



CORTE A-A'
ESC: 1-100



FACHADA FRONTAL
ESC: 1-100

3.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.2.3.1 ESQUEMAS DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Son representaciones gráficas que muestran las geometrías estructurales del proyecto.

Se plantea la unión de dos módulos de contenedores para la creación de departamentos multifamiliares. Las tipologías de vivienda mínima tienen aproximadamente 30 m².

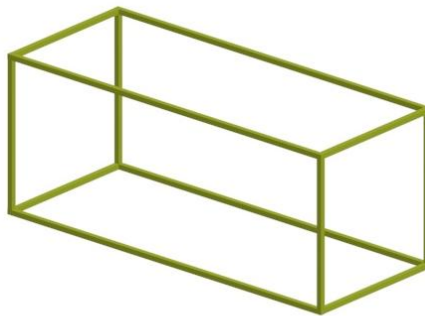


Figura 19 Un contenedor

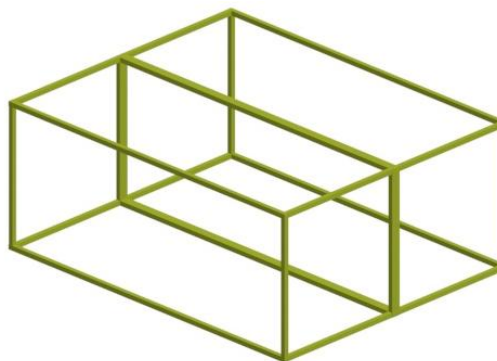


Figura 20 Dos contenedores

Para realizar el diseño estructural se analizan 3 posibilidades geométricas de contenedores que son:

1. Estructura de la vivienda tipo uno. Contenedores desplazados.

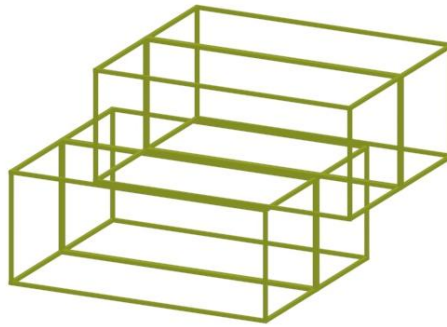


Figura 21 Un contenedor

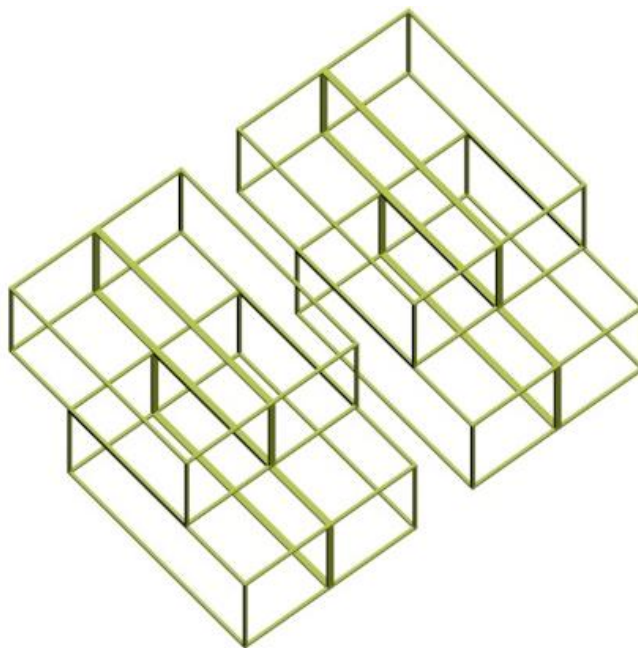


Figura 22 Ocho contenedores

2. Estructura de la vivienda tipo dos. Contenedores alineados

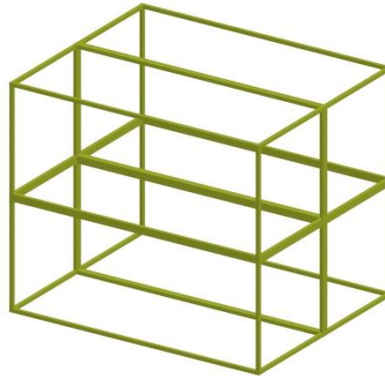


Figura 23 Cuatro contenedores

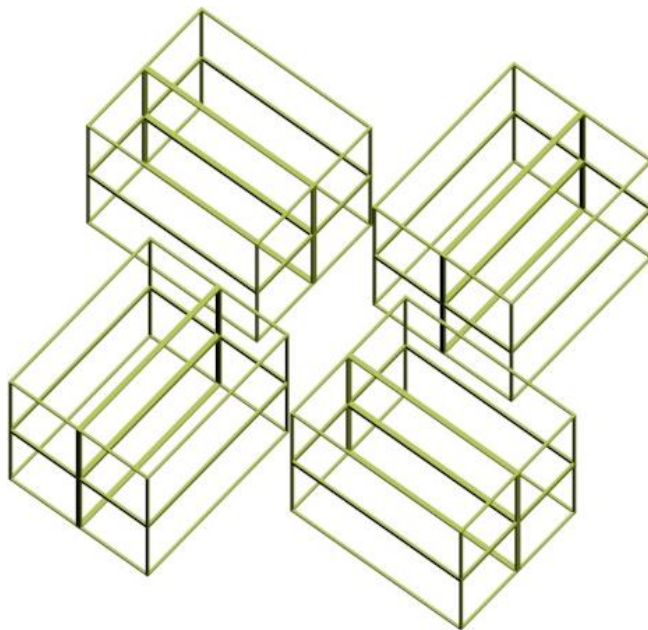


Figura 24 Dieciséis contenedores

3. Estructura de la vivienda tipo tres. Con muros de corte

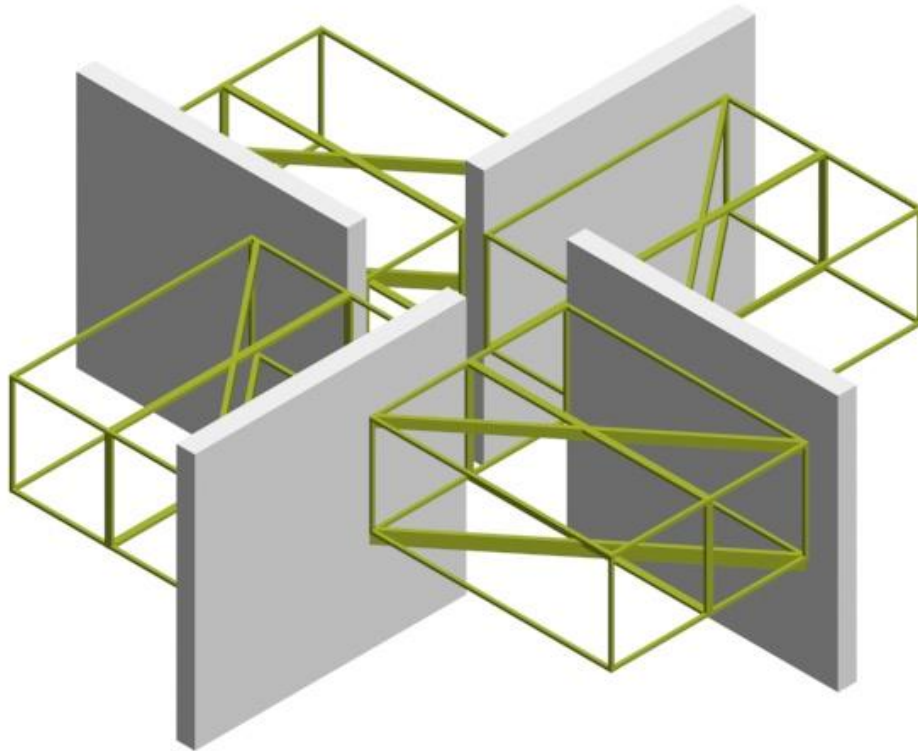


Figura 25 Ocho contenedores

3.2.3.2 SUPERESTRUCTURA

Es aquella parte de la estructura que está por encima del suelo, su función es recibir, soportar y transmitir cargas a la cimentación. En su análisis se deberá tomar en cuenta las fuerzas externas e internas que actúan en los elementos estructurales a fin de diseñar una superestructura resistente a las solicitaciones impuestas

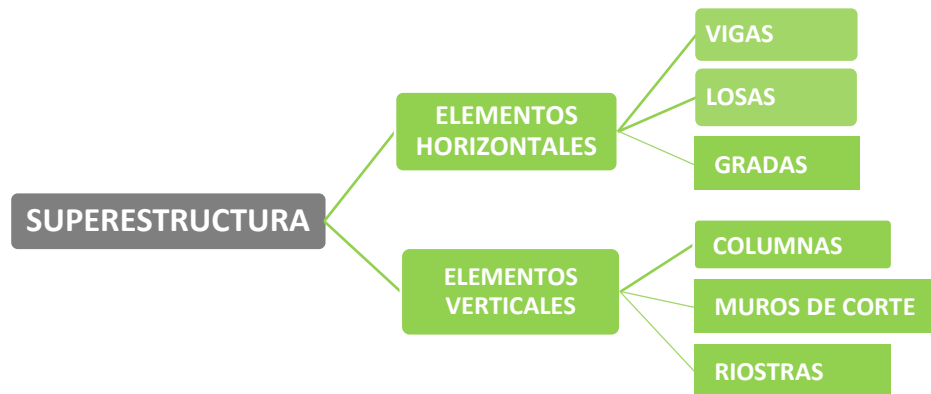


Figura 26 Superestructura

3.2.3.3 SUBESTRUCTURA

Es aquella parte de la estructura conocida como cimentación que transmite y distribuye las cargas de la superestructura al suelo. La cimentación es el elemento de enlace entre la superestructura y el suelo que la soporta, en su diseño han de tomarse en cuenta tanto las características de la edificación como las del terreno.

La cimentación se divide en dos grandes grupos que son: cimentaciones superficiales y profundas

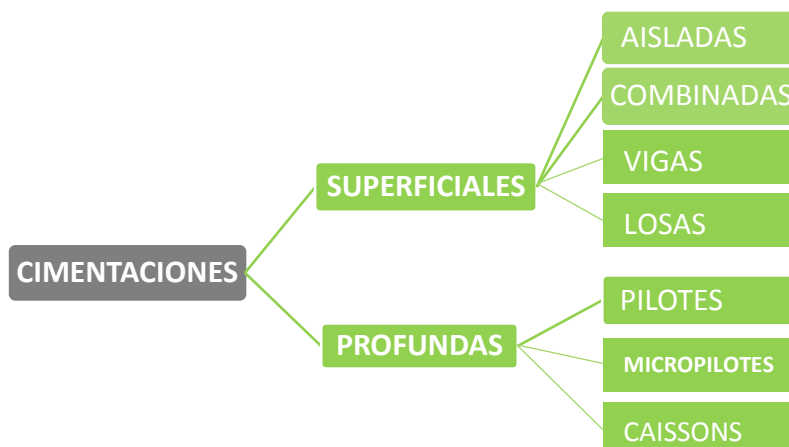


Figura 27 Cimentaciones

3.2.4 CARGAS

Son pesos a los que está sometida una estructura durante su vida útil. En el diseño estructural se hace una estimación de todas las cargas verticales y horizontales aplicadas a los elementos estructurales a fin dimensionar una estructura resistente que soporte dichas cargas.

En Ecuador, las cargas verticales se deben al uso de la edificación, al peso propio de la estructura, a la lluvia, granizo y ceniza volcánica; las cargas horizontales o laterales son causadas por los sismos.

Todas las cargas verticales o gravitacionales se transmiten a través de los elementos estructurales, de losas a vigas, de vigas a columnas, de columnas a cimentación y de cimentación a suelo, así mismo la carga lateral o sísmica se transmite por las losas como fuerza lateral en el plano a marcos verticales arriostrados o a muros de corte y de cualquiera de estos dos sistemas a la cimentación

(Gravedad)

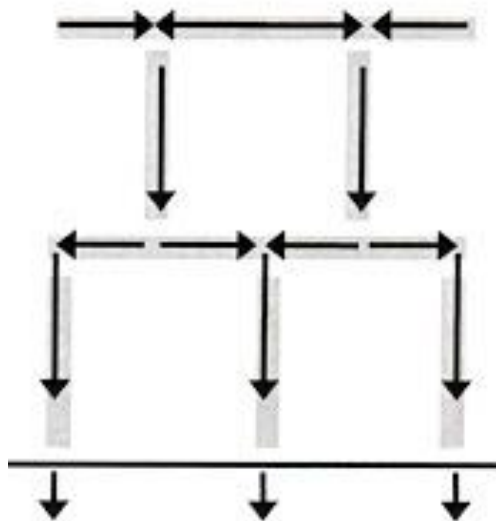


Figura 28 Transmisión de cargas verticales

(Sismo)

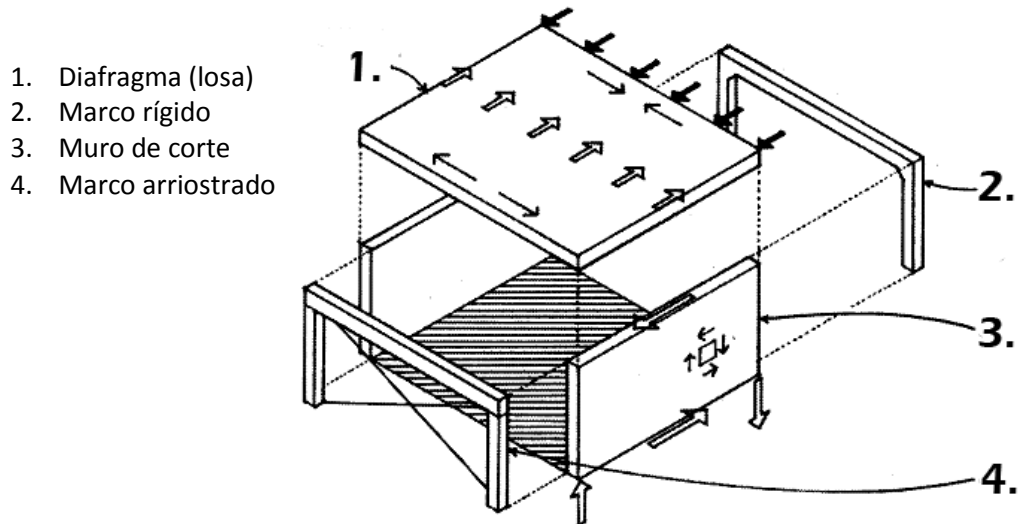


Figura 29 Transmisión de cargas laterales

Fuente: (Arquitectura, s.f) <http://estructuras123cisternas.blogspot>

<http://www.elconstructorcivil.com/2013/09/com/2009/02/estructuras-1.html#estabilidad-lateral-elementos.html>

Las cargas deben cumplir con las normas generales de construcción; en el caso de Ecuador rige la NEC 2015, en la que se establece los tipos de carga a utilizar conforme al uso y materiales de la edificación

Las cargas se clasifican de acuerdo a su naturaleza y duración en cargas vivas, cargas muertas y cargas ambientales.

3.2.4.1 CARGAS MUERTAS

Son aquellas que tienen un valor constante, permanecen fijas en un solo lugar. Estas cargas son el peso propio de la estructura y el peso de los elementos no estructurales como mampostería, ventanas, puertas, instalaciones de la edificación. Para el análisis estructural se estima todas las cargas muertas que actúan en la edificación. Los pesos estimados deben compararse con los pesos determinados en el diseño real a fin de obtener pesos similares.

3.2.4.2 CARGAS VIVAS

Son aquellas que tienen un valor variable en el tiempo, pueden cambiar de lugar. También se les llama cargas móviles cuando se mueven bajo su propio impulso o movibles cuando pueden ser movidas; las móviles pueden ser camiones, gente, grúas y las movibles muebles o materiales de construcción

3.2.4.3 LLUVIA

Son cargas verticales aplicadas a la estructura que deben ser consideradas en zonas de alta pluviosidad, tomando en cuenta posibles combinaciones de carga con ceniza volcánica o arcilla. El agua lluvia causa mayores deflexiones en techos horizontales donde el agua puede estancarse si no tiene un buen sistema de drenaje

3.2.4.4 SISMO

Son fuerzas horizontales que deben ser consideradas en zonas sísmicas para evitar la destrucción de los elementos estructurales o el colapso de las edificaciones. Las fuerzas sísmicas son proporcionales a las masas de los pisos de las edificaciones en consideración, por ello es recomendable reducir las masas como losas y mamposterías en las plantas altas de las edificaciones

El diseño sísmico debe tomar en cuenta el tipo de suelo de cimentación, para minimizar posibles amplificaciones de movimiento en los suelos

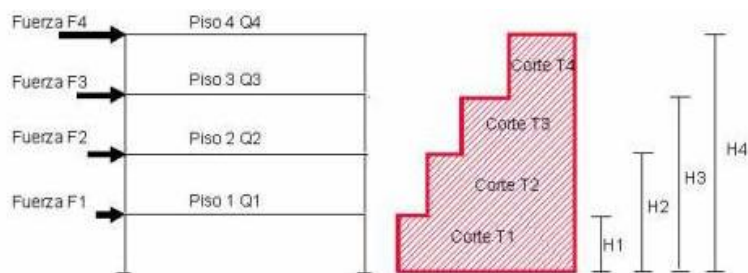


Figura 30 Distribución de fuerza sísmica y cortante basal en altura

Fuente: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CARGAS.htm>

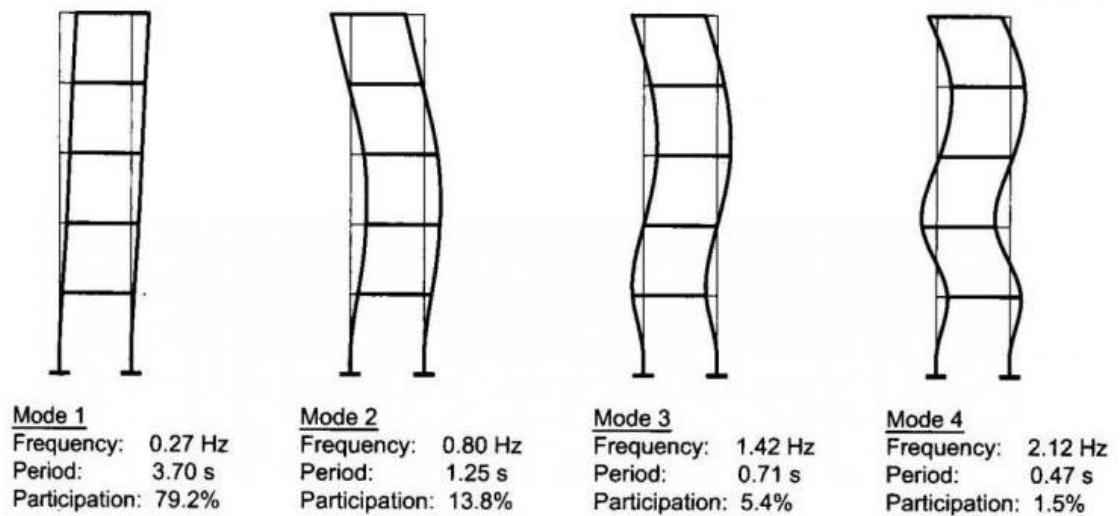


Figura 31 Comportamiento estructural conforme a la frecuencia y período de vibración sísmico

Fuente: <http://www.construccionenacero.com/blog/ndeg-09-analisis-sismico-y-analisis-de-estabilidad>

3.2.4.5 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Es un método dado por el AISC para diseñar elementos estructurales y conexiones. El proceso de diseño se basa en los estados límite de resistencia y servicio. Los estados límite de resistencia indican la capacidad que tiene una estructura para soportar diferentes tipos de carga, mientras los estados límite de servicio el indican el comportamiento que experimenta el material al estar sometido a diferentes estados de carga.

El diseño estructural debe controlar deflexiones excesivas y evitar llegar a los estados límite de falla para tener un buen funcionamiento durante su vida útil.

CAPÍTULO 4
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 ANÁLISIS DE UN MÓDULO DE CONTENEDOR

4.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN CONTENEDOR

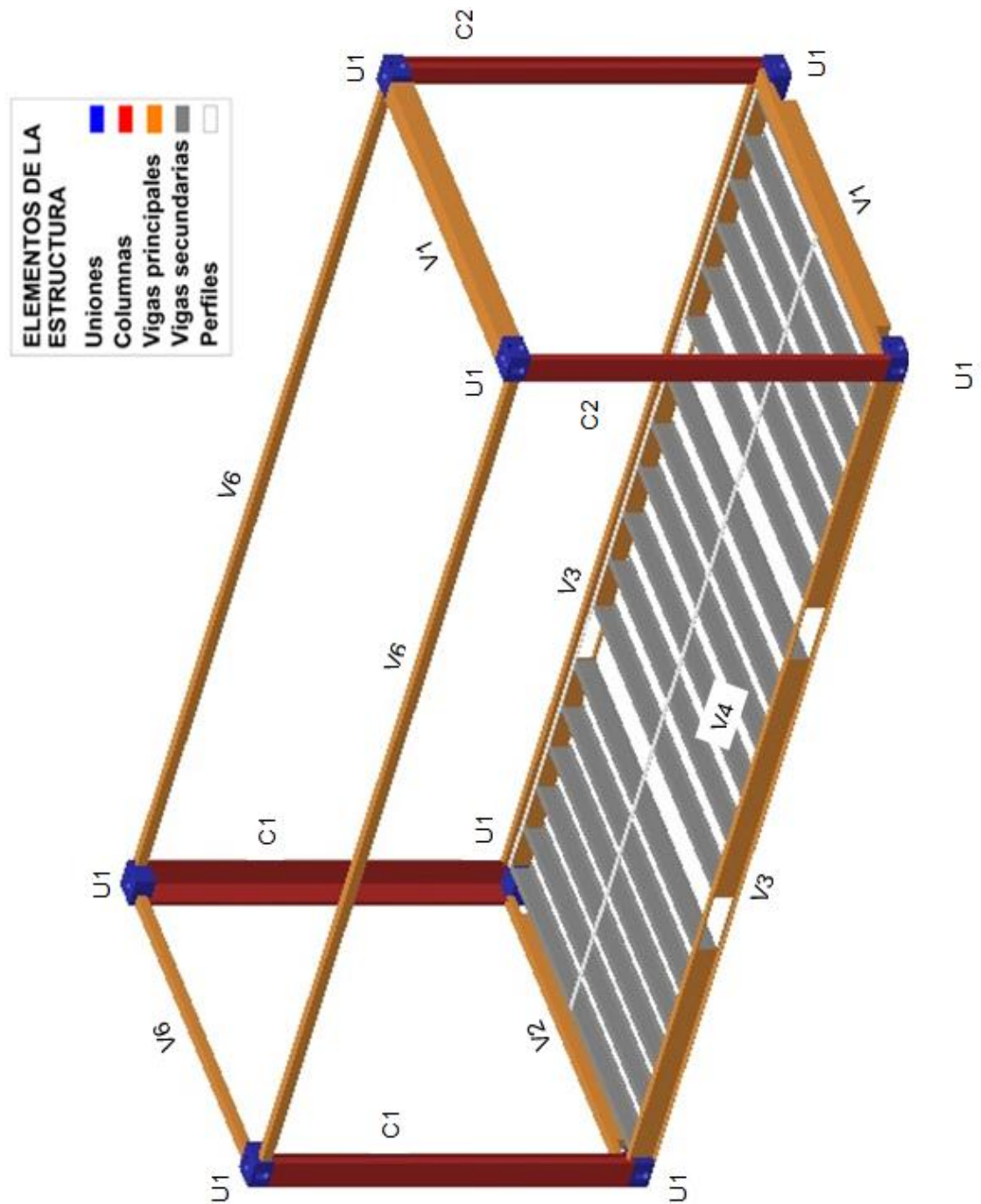


Figura 32 Elementos estructurales

4.1.1.1 CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS

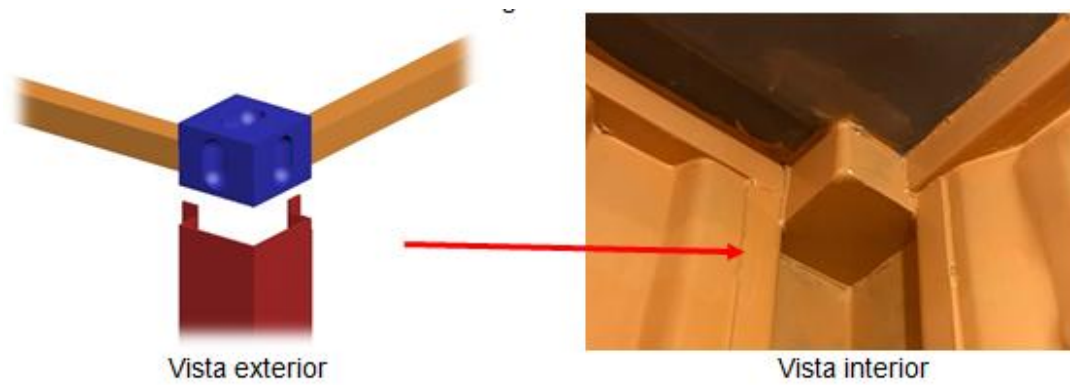


Figura 33 Unión Columna C2 - Vigas V1-V6

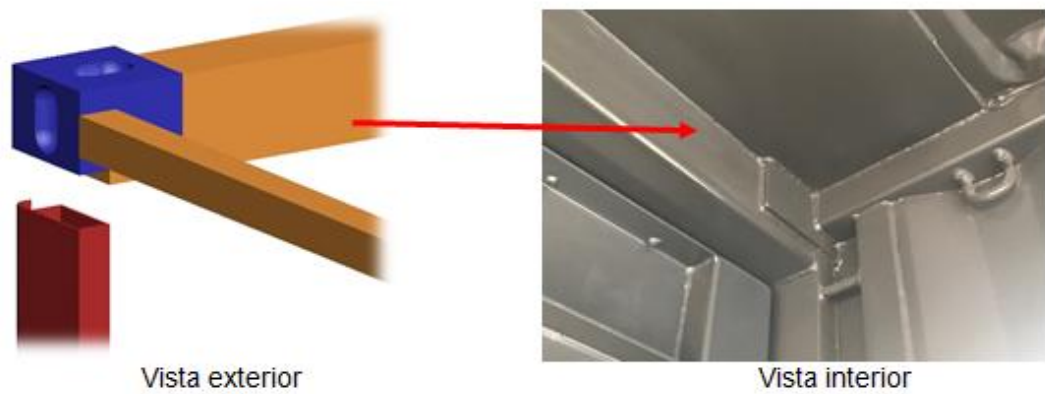


Figura 34 Piso con madera de Teca

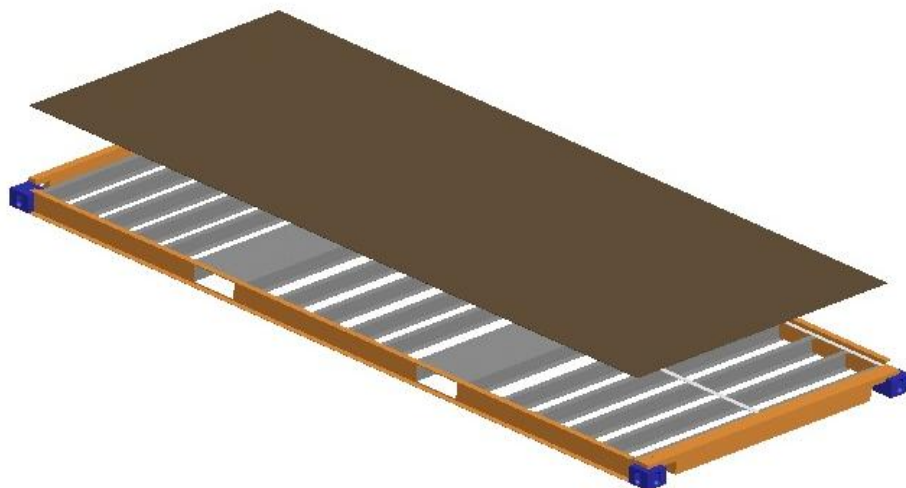


Figura 35 Unión Columna C1 - Vigas V2-V3

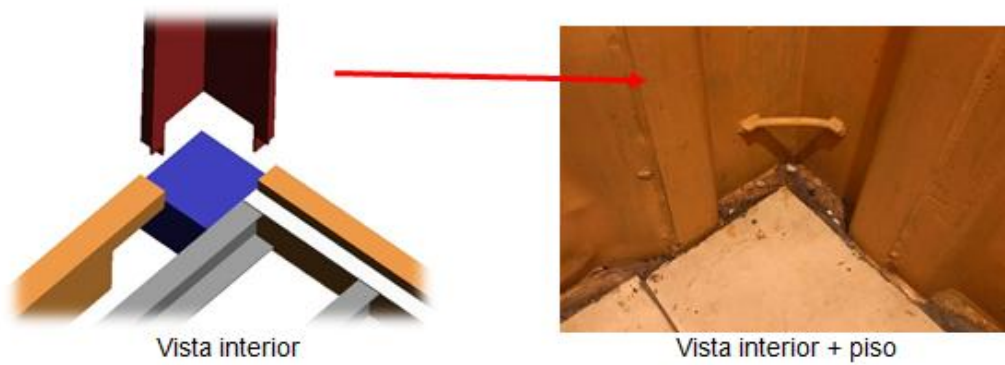


Figura 36 Unión Columna C2 – Vigas V1-V3

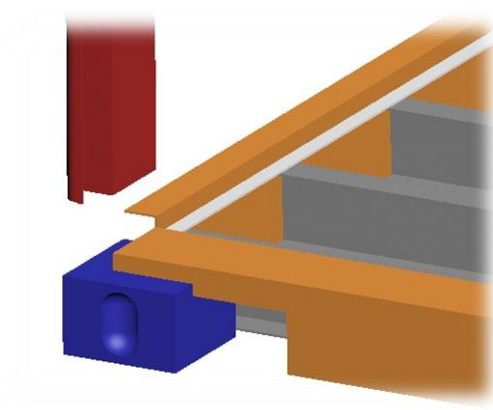


Figura 37 Unión Columna C2 – Vigas V1-V6



Figura 38 Unión Columna C1 – Viga V6-V6

4.1.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO DEL CONTENEDOR SEGÚN LA ISO 1496-1

Las normas son reglamentos establecidos por una organización o una entidad que tiene por objetivo estandarizar, además las normas permiten que las empresas o entidades puedan obtener la **promulgación y la supervisión de estándares** internacionales de producción, comercialización y comunicación para industrias de todos los sectores como el de alimentos, servicios o construcción.

Es necesario saber que las **normas ISO no son vinculantes**, es decir, no son obligatorias para que las empresas las cumplan, pero si ayudan a que estas tengan un valor agregado enfocado a la mejora continua, es por tal motivo que las empresas están en libre compromiso de adoptarlas.

Las normas ISO no tienen respaldo por entes nacionales que controlen la obligatoriedad en el cumplimiento, por lo tanto, ninguna autoridad legal controla su adopción.

ISO 1496-1 tiene como objetivo especificar de forma básica los requisitos de prueba para contenedores de carga de los tipos de uso general totalmente cerrados y ciertos tipos de usos específicos (cerrados, con ventilación, ventilados o abiertos) que son adecuados para el cualquier tipo de uso.

ISO 1496-1

Todos los contenedores deben cumplir con las siguientes características.

Los requisitos de resistencia para los contenedores son aplicables a todos los contenedores, salvo que en el documento de la ISO 1496-1 se indique lo contrario y se aplican a los contenedores como unidades completas.

Los contenedores deben ser capaces de soportar las cargas como indica la norma ISO 1496'1

Los efectos de las cargas encontradas bajo cualquier condición dinámica de operación solo deben aproximarse, pero no superar, los efectos de las cargas de prueba correspondientes.

Cualquier cierre en un contenedor que no está asegurado, podría conducir a una situación peligrosa, deberá estar equipado de un sistema de seguridad adecuado que tenga instrucciones de uso en la parte externa del contenedor y cierre en la posición de operación apropiada.

En particular, las puertas deben poder sujetarse con seguridad en la posición abierta o cerrada.

Cualquier techo removible o sección de techo debe estar equipado con dispositivos de bloqueo, de modo que un observador a nivel del suelo pueda verificar. Cuando el contenedor vaya a ser transportado en un vehículo, su techo debe estar asegurado.

Todos los contenedores cerrados y todos los contenedores abiertos provistos de cubiertas deberán ser resistentes a la intemperie.

Accesorios de Esquina

Todos los contenedores deben estar equipados con accesorios en sus esquinas, tanto superior como la inferior.

Las caras superiores de los accesorios de esquina superiores sobresaldrán por encima de la parte superior del contenedor por un mínimo de 6 mm, es decir la parte superior del contenedor va a ser el nivel más alto de la cubierta del contenedor; sin embargo, si se proporcionan zonas reforzadas o placas dobles para brindar protección al techo en la vecindad de los accesorios de esquina superiores, tales como placas. Sus fijaciones no deberán sobresalir por encima de las caras superiores de los accesorios de esquina superiores, estas placas no deben extenderse más de 750 mm desde cualquier extremo del contenedor o en cualquier lado de los accesorios intermedios, pero pueden extenderse a todo lo ancho.

Estructura de base

Todos los contenedores deben tener soportes en sus esquinas inferiores.

Otros contenedores, que no sean de carga y tengan otros usos, también podrán ser soportados solo por áreas de transferencia de carga en su estructura base.

Los contenedores deberán tener elementos transversales finales y suficientes áreas de transferencia para cargas intermedias o poseer una superficie inferior plana que tengan la resistencia suficiente para permitir la transferencia de carga vertical hacia o desde el tramo longitudinal de un vehículo que lo vaya a transporta.

La transferencia de carga entre la parte inferior de los rieles laterales inferiores y los vehículos que transportan no están considerados.

La estructura de la base debe estar diseñada para resistir todas las fuerzas, especialmente las laterales, estimuladas por la carga en servicio. Esto es particularmente importante cuando se toman medidas para asegurar la carga a la estructura base del contenedor.

Estructura final

Para todos los contenedores que no sean 1D y 1DX, la deflexión lateral de la parte superior del contenedor con respecto al fondo del contenedor, en el momento en que se encuentre en condiciones de prueba de rigidez transversal total, no causará cambios en la longitud del contenedor.

Estructura lateral

Para la gran mayoría de contenedores, la parte del cuerpo que no está flexionado en la parte superior del contenedor con respecto al fondo del contenedor, en el

momento en que se encuentre en condiciones de prueba de rigidez longitudinal total, no deberá exceder los 25 mm.

Paredes

Cuando se encuentren aberturas en las paredes laterales, la capacidad de estas paredes para resistir las pruebas no se debe ver afectadas.

Apertura de puerta

Los contenedores deberán contar con una abertura para puerta por lo menos en un extremo.

Todas las aberturas de las puertas y los extremos deben ser lo más grandes posible para comodidad al ingresar a estos objetos y sin causar algún tipo de peligro.

Las puertas de los contenedores deben estar diseñados y adaptados de modo que al ingresar al contenedor a través de cualquiera de las puertas se pueda detectar que las personas ingresen con holgura al contenedor. Todas las aberturas de las puertas deben estar equipadas para aceptar un sello de alta seguridad que cumpla con estándares que diga la normativa de cada país, en Ecuador 2,10 m de alto X 0,90 m de ancho

Por otra parte, para puertas de doble apertura se debe instalar una placa de seguridad (también conocida como "placa personalizada") en el interior, arriba del punto medio, de la puerta izquierda para evitar que se abra la puerta izquierda sin abrir primero la puerta derecha. Esta placa debe estar pintada de un color que contraste para que sea fácilmente visible cuando se abre la puerta derecha.

Las bisagras de la puerta deben estar soldadas al panel de la puerta o fijadas con sujetadores

Se debe usar un cubo de manija de puerta alargado (a veces denominado "cubo de seguridad") que se extiende al menos 25 mm por debajo del orificio del remache o punto de pivote en la puerta derecha

4.1.3 ENSAYOS DE CONTENEDORES SEGÚN LA ISO 1496-1

Generalidades

A menos que se señale lo contrario, los contenedores especificados en los requisitos de diseño que se indica en el presente documento deberán, además de ser capaces de resistir las pruebas específicas, según sea el caso.

Los contenedores y elementos se deben ensayar en la circunstancia en que están diseñados para ser operados, en todos los casos, las fuerzas se aplicarán de tal manera que se minimice la rotación de los planos a través de los cuales se aplican las fuerzas, por ende, la fuerza debe estar centrada sobre la posición de desplazamiento, sin embargo, las pruebas de resistencia al clima siempre se deben realizar en forma gradual, después de que se hayan completado las pruebas estructurales.

Se debe considerar que, el símbolo P denota la carga útil máxima del contenedor que se probará, para ello se señala la simbología:

$$P = R - T$$

R: es la calificación

T: es la Tara; [**Tara** (peso) Del recipiente o vehículo donde se contiene o transporta un elemento].

R, P y T, tienen unidades de masa, cuando los requisitos de prueba se basan en las fuerzas gravitacionales derivadas de estos valores, esas fuerzas son de inercia, de la siguiente forma:

$$Rg, Pg, Tg$$

Las unidades están en Newtons.

La palabra "carga" se puede utilizar, por ejemplo, como en "carga interna", en la que implica fuerza.

Se puede considerar que las cargas o las cargas de prueba dentro del contenedor deben estar uniformemente distribuidas.

Se debe tomar en cuenta que la carga de prueba o la carga especificada en todas las pruebas siguientes son los requisitos mínimos.

4.1.3.1 PRUEBA NO. 1 - SUPERPOSICIÓN DE CONTENEDORES

Generalidades

Esta prueba se debe llevar a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor completamente cargado para soportar una masa superpuesta de contenedores. Se toma en cuenta las condiciones a bordo de cualquier tipo de transporte y en condiciones difíciles para transportación de contenedores superpuestos.

Los dispositivos de sujeción de carga se pueden proporcionar como características opcionales en todos los contenedores de uso general.

La tabla 7 especifica la fuerza que se aplicará como prueba a cada par de accesorios de esquina y la masa superpuesta que representa la fuerza de prueba.

Procedimiento

El contenedor se debe colocar en cuatro almohadillas de nivel, una debajo de cada accesorio de esquina inferior.

Las almohadillas se deben centralizar debajo de los accesorios, y deben ser sustancialmente de las mismas dimensiones del plano que los accesorios. El contenedor debe tener una carga de elementos uniformemente distribuida sobre el

piso de tal manera que la masa combinada del contenedor y la carga de prueba sea igual a 1,8 R.

El contenedor se debe someter a fuerzas verticales, aplicadas a los cuatro accesorios de esquina simultáneamente o a cada par de accesorios de extremo, en el nivel apropiado especificado en la Tabla 7.

Las fuerzas se aplicarán a través de un accesorio de prueba equipado con accesorios de esquina o accesorios equivalentes que tienen la misma geometría, es decir, con las mismas dimensiones externas, abertura esquinada y bordes redondeados. Si se utilizan accesorios equivalentes, se diseñarán para producir el mismo efecto en el contenedor bajo las cargas de prueba que cuando se usan accesorios de esquina.

En todos los casos, las fuerzas se aplicarán de tal manera que se minimice la rotación de los planos a través de los cuales se aplican las fuerzas y sobre la que se apoya el contenedor. La fuerza debe estar centrada sobre la posición de la cabeza.

Cada accesorio de esquina o accesorio de prueba equivalente deberá estar desplazado en la misma dirección en 25,4 mm lateralmente y 38 mm en sentido longitudinal.

Tabla 7 Fuerzas que se aplicarán en la prueba de apilamiento

Designación de contenedor	Fuerza de prueba por contenedor (las cuatro esquinas simultáneamente)		Fuerza de prueba por par de accesorios de extremo		Masa superpuesta representada por fuerza de prueba	
	kN	lbf	kN	Lbf	Kg	Lb
1 EEE 1 EE	3 76 7	84 6 85 4	1 88 3	42 3 31 7	213 360 (see NOTE)	47 0 38 0
1A, 1AA, 1AAA y 1AX	3 76 7	84 6 85 4	1 88 3	42 3 31 7	213 360	47 0 38 0

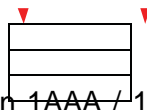
1B, 1BB, 1BBB y 1BX	3 76 7	84 6 85 4	1 88 3	42 3 31 7	213 360	47 0 38 0
1C, 1CC y 1CX	3 76 7	84 6 85 4	1 88 3	42 3 31 7	213 360	47 0 38 0
1D y 1DX	89 6	20 1 60 0	44 8	10 0 80 0	50 800	11 2 00 0

Fuente: ISO 1496-1:2003, Capítulo 6

Nota: Se especifican las cargas de apilamiento para contenedores 1EEE / 1EE en diferentes modos:

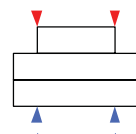
1) Apilamiento en la posición 1EEE / 1EE y admitido en la posición 1EEE / 1EE (96 000 kg);

1



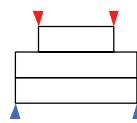
2) Apilamiento en la posición 1AAA / 1AA / 1A y soportado en la posición 1AAA / 1AA / 1A (41 150 kg);

2



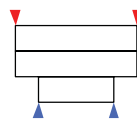
3) Apilamiento en posición 1AAA / 1AA / 1A y soportado en posición 1EEE / 1EE (27 430 kg); y

3



4) Apilamiento en la posición 1EEE / 1EE y soportado en la posición 1AAA / 1AA / 1A (41 150 kg).

4



Fuente: ISO 1496-1:2003, Capítulo 6

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no debe mostrar deformación permanente que haga inadecuado su uso, ni ningún tipo de anormalidad, y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.2 PRUEBA NO. 2 - LEVANTAMIENTO DEL CONJUNTO APROPIADO DE CUATRO ACCESORIOS DE ESQUINA SUPERIORES

Generalidades

Esta prueba debe llevarse a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor, que no sea una 1D o un contenedor 1DX, para resistir el levantamiento, del conjunto apropiado de cuatro accesorios de esquina, con las fuerzas de elevación aplicadas verticalmente, y la capacidad de un 1D o un contenedor 1DX para resistir que se levante del conjunto de accesorios de esquina superiores con las fuerzas de elevación aplicadas en cualquier ángulo entre la vertical y 60 ° con respecto a la horizontal, siendo estos los únicos métodos reconocidos para levantar estos contenedores mediante el conjunto apropiado de cuatro accesorios de esquina.

Esta prueba también se considerará como prueba de la capacidad del piso y la estructura de la base para soportar las fuerzas que surgen de la aceleración de la carga útil en las operaciones de elevación.

Procedimiento

El contenedor debe tener una carga uniformemente distribuida sobre el piso de tal forma que la masa combinada del contenedor y la carga de prueba sea igual a 2 R, además debe levantarse con cuidado desde todas las esquinas superiores de tal forma que no existan daños significativos, al momento de levantarse el contenedor también debe hacerse despacio no de forma acelerada.

Para un contenedor que no sea un contenedor 1D o un contenedor 1DX, las fuerzas de elevación se aplicarán verticalmente.

Para un contenedor 1 D o 1 DX, la elevación se debe llevar a cabo por medio de eslingas, el ángulo de cada pata está a 60 ° de la horizontal.

Para contenedores de tipo EEE y 1 EE, las fuerzas de elevación se aplicarán verticalmente desde la posición 1 EEE / 1 EE y por separado de la posición 1 AAA / 1 AA / 1 A, los tipos de contenedores que se indican en la tabla 1

Después de levantarlo, el contenedor debe suspenderse durante 5 minutos y luego bajar al suelo.

Requisitos

Una vez que se complete la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que haga inadecuado su uso ni anomalía que pueda afectar al contenedor y haga inadecuado su utilidad, y satisfarán los requisitos dimensionales que puedan afectar el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.3 PRUEBA NO. 3 - ELEVACIÓN DESDE LOS CUATRO ACCESORIOS DE ESQUINA INFERIORES

Generalidades

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor para ser levantado, desde sus cuatro accesorios de las esquinas inferiores, por medio de dispositivos de levantamiento que soportan los accesorios de esquina inferiores únicamente unidos a una sola barra transversal, encima del contenedor.

Procedimiento

El contenedor debe tener una carga uniformemente distribuida sobre el piso de tal manera que la masa combinada del contenedor y la carga de prueba sea igual a 2 R, debe levantarse cuidadosamente de las aberturas laterales de los cuatro

accesorios de esquina inferiores de tal manera que no se apliquen fuerzas de aceleración o desaceleración significativas que puedan causar daño al contenedor.

El levantamiento debe llevarse a cabo de tal manera que los dispositivos de levantamiento se apoyen únicamente en los cuatro accesorios de esquina inferiores.

El contenedor se suspenderá durante 5 minutos y luego se bajará al suelo, para el cumplimiento de la prueba.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no debe mostrar deformaciones permanentes que puede ser inadecuado para el uso del contenedor, ni tampoco debe existir anomalía que la haga inadecuada para su uso sobre todo en el caso de viviendas, y se puedan satisfacer los requisitos dimensionales.

4.1.3.4 PRUEBA NO. 4 - RESTRICCIÓN (LONGITUDINAL)

Generalidades

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor para resistir la restricción externa longitudinal en condiciones dinámicas de transporte del contenedor

Procedimiento.

El contenedor debe tener una carga uniformemente distribuida sobre el piso de tal forma que la masa combinada del contenedor y la carga de prueba uniformemente distribuida sea igual a R, y debe asegurarse longitudinalmente a puntos de anclaje rígidos a través de las aberturas inferiores del fondo accesorios de esquina en un extremo del contenedor.

Se aplicará una fuerza de 2 Rg horizontalmente al contenedor a través de las aberturas inferiores de los otros accesorios de esquina inferior, primero hacia y luego lejos de los puntos de anclaje.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anormalidad y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

Se debe tomar en cuenta que la transportación de contenedores es vital puesto que los mismos no deben tener daños, puesto que estos serán utilizados para vivienda. Se debe considerar la transportación de contenedores en trenes como una opción de transportación.

4.1.3.5 PRUEBA NO. 5 - RESISTENCIA DE LAS PAREDES EXTREMAS

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor para soportar fuerzas en las condiciones dinámicas mencionadas en el punto anterior

Procedimiento.

El contenedor debe tener cada extremo probado cuando un extremo es ciego y el otro está equipado con puertas. En el caso de una construcción simétrica, solo se necesita probar un extremo, el contenedor estará sujeto a una carga interna de 0,4 Pg.

La carga interna debe distribuirse uniformemente sobre la pared bajo prueba y disponerse para permitir la deflexión libre de la pared.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anormalidad, y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.6 PRUEBA NO. 6 - RESISTENCIA DE LAS PAREDES LATERALES

Generalidades

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor para resistir las fuerzas resultantes del movimiento si la transportación del contenedor se lo realiza de forma marítima.

Se debe tomar en cuenta que este tipo de análisis se lo hace, porque no se debe descartar que se puede obtener contenedores que van a ser destinados para vivienda en que su procedencia sea de lugares donde el costo benéfico de transportación sea por vía marítima.

Procedimiento.

El contenedor debe tener cada pared lateral probada, en la construcción simétrica solo se debe probar un lado.

Cada pared lateral del contenedor debe estar sujeta a una carga interna de 0,6 Pg. La carga interna debe tener una distribución uniforme, se aplicará a cada pared por separado y se dispondrá para permitir la flexión libre de la pared lateral y sus miembros longitudinales.

Requisitos.

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anormalidad, y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.7 PRUEBA NO. 7 - RESISTENCIA DEL TECHO

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad del techo rígido de un contenedor, cuando esté instalado, para soportar las cargas asignadas.

Procedimiento.

Una carga de 300 kg debe estar uniformemente distribuida en un área de 600 mm x 300 mm ubicada en la zona más débil del techo rígido del contenedor.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anomalía y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.8 PRUEBA NO. 8: RESISTENCIA DEL PISO

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad del piso de un contenedor para soportar la carga dinámica concentrada impuesta durante las operaciones de carga que involucran camiones industriales motorizados o dispositivos similares.

Procedimiento

La prueba se realizará utilizando un vehículo de prueba equipado con neumáticos, con una carga por eje de 7 260 kg (es decir, 3 630 kg en cada una de las dos ruedas).

Deberá disponerse de manera que todos los puntos de contacto entre cada rueda y una superficie plana continua se encuentren dentro de una envolvente rectangular que mide 185 mm (en una dirección paralela al eje de la rueda) en 100 mm y que cada rueda haga contacto físico con un área dentro de este sobre no más de 142 cm. El ancho de la rueda será nominalmente de 180 mm y el centro de la rueda será nominalmente de 760 mm, el transporte de prueba se maniobrá sobre toda el área del piso del contenedor, la prueba se realizará con el contenedor apoyado en cuatro soportes de nivel debajo de sus cuatro accesorios de esquina inferior, con su estructura de base libre para desviarse, el ancho de la carga de prueba está limitado al ancho total de las ruedas.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anomalía y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.9 PRUEBA NO. 9 - RIGIDEZ (TRANSVERSAL)

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor, que no sea un contenedor 1 D o un contenedor 1 DX, para resistir las fuerzas de traslado transversales resultantes del movimiento de transportación marítima.

Procedimiento.

El contenedor en condición de tara (Peso (T)) deberá colocarse sobre cuatro soportes nivelados, uno debajo de cada esquina, y deberá estar sujeto contra movimientos laterales y verticales por medio de dispositivos de anclaje que actúen a través de las aberturas inferiores de los accesorios de esquina.

La restricción lateral se debe proporcionar solo en la esquina inferior de la conexión.

La restricción lateral se debe proporcionar solo en la esquina inferior que se encuentra diagonalmente opuesta y en el mismo marco final que la esquina superior de la que se aplica fuerza.

Las fuerzas de 150 kN se aplicarán, ya sea por separado o simultáneamente, a la salida de los accesorios de esquina superior en un lado del contenedor en líneas paralelas tanto a la base como a los planos de los extremos del contenedor.

En el caso de un contenedor con extremos idénticos, solo se necesita probar un extremo, cuando un extremo no sea esencialmente simétrico respecto de su propia línea central vertical, se probarán ambos lados de ese extremo.

Requisitos.

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anomalía que la haga inadecuada para su uso, y se satisfarán los requisitos dimensionales que afecten el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.10 PRUEBA NO. 10 - RIGIDEZ (LONGITUDINAL)

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo para demostrar la capacidad de un contenedor, que no sea un contenedor 1 D o un contenedor 1 DX, para resistir las fuerzas de estancamiento longitudinales resultantes del movimiento de la nave.

Procedimiento.

El contenedor en condición de tara (Peso (T)), deberá colocarse sobre cuatro soportes nivelados, uno debajo de cada accesorio de esquina, y deberá estar sujeto contra movimientos longitudinales y verticales por medio de dispositivos de anclaje que actúen a través de las aberturas inferiores de los accesorios de esquina inferiores. La restricción longitudinal se debe proporcionar solo en un accesorio de

esquina inferior diagonalmente opuesto y en el mismo marco lateral que un accesorio de esquina superior a la que se aplica fuerza.

Se aplicarán fuerzas de 75 kN ya sea por separado o simultáneamente a cada uno de los accesorios de esquina superiores en un extremo del contenedor en líneas paralelas tanto a la base del contenedor como a los planos de los lados del contenedor. Las fuerzas se aplicarán primero hacia y luego lejos del accesorio de esquina superior.

En el caso de un contenedor con lados idénticos, solo se debe probar un lado. Cuando un sitio no sea esencialmente simétrico con respecto a su propia línea central vertical, se deben probar ambos extremos de ese lado.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que la haga inadecuada para su uso ni anormalidad y se satisfarán los requisitos dimensionales que afectan el manejo, aseguramiento e intercambio.

4.1.3.11 PRUEBA NO. 11 - LEVANTAMIENTO DE LOS BOLSILLOS DE LA HORQUILLA ELEVADORA (SI CORRESPONDE)

Generalidades.

Esta prueba se llevará a cabo en cualquier contenedor de 1 CC, 1 C, 1 CX, 1 D o 1 DX que esté equipado con bolsillos de horquilla elevadora.

Procedimiento

Contenedores de 1 CC, 1 C, 1 CX, 1 D o 1 DX equipados con un juego de bolsillos de horquilla elevadora. El contenedor debe tener una carga uniformemente distribuida sobre el piso de tal manera que la masa combinada del contenedor y la carga de prueba sea igual a 1,6 R y se apoye en dos barras horizontales, cada una

de 200 mm de ancho, proyectando 1 828 mm + 3 mm en los bolsillos de la horquilla elevadora, medidos desde la cara exterior del costado del contenedor.

Requisitos

Una vez completada la prueba, el contenedor no mostrará deformación permanente que lo haga inadecuado para su uso ni anomalía y se satisfarán los requisitos dimensionales que afectan el manejo y al aseguramiento.

4.1.3.12 PRUEBA NO.12 - RANURAS DE APUNTALAMIENTO (SI CORRESPONDE)

Procedimiento

Se debe insertar una barra de metal rígida de 50 mm de ancho en cada par de soportes de ranura de entibación para que se extienda transversalmente a través del contenedor entre los dos soportes.

Una carga igual a 0,6 P debe distribuirse a través de los 915 mm del medio de la barra de manera que la carga se aplique horizontalmente hacia las puertas del contenedor.

Las puertas deben estar completamente abiertas durante esta prueba. Esta carga se mantendrá en la barra durante al menos 2 minutos.

Requisitos

Al final de la prueba, ni las ranuras de entibación ni los soportes de la ranura de entibación ni el contenedor en sí mostrarán ninguna deformación permanente o anomalía que los haga inadecuados para un servicio continuo a plena carga.

El contenedor debe ser soportado por 5 minutos y luego bajado al piso.

4.1.3.13 PRUEBA NO. 13 - RESISTENCIA A LA INTEMPERIE

Procedimiento

Se aplicará una corriente de agua en todas las juntas y uniones exteriores del contenedor desde una boquilla de 12,5 mm de diámetro interior, a una presión de aproximadamente 100 kPa (correspondiente a una altura aproximada de 10 m de agua) en el lado aguas arriba de la boquilla. La boquilla se mantendrá a una distancia de 1,5 m del contenedor bajo prueba, y la corriente deberá atravesarse a una velocidad de 100 mm / s.

Los procedimientos que implican el uso de varias boquillas son aceptables, siempre que cada junta o costura esté sujeta a una carga de agua no menor que la que proporcionaría una sola boquilla.

Requisitos

Una vez completada la prueba, no se habrá filtrado agua en el contenedor.

4.1.4 ASPECTOS A CONSIDERAR PARA CONSTRUIR VIVIENDAS CON CONTENEDORES RECICLADOS

En la actualidad los contenedores aparecen como uno de los estilos con mayor discusión en diseños para la construcción de viviendas u otros tipos de construcciones para uso cotidiano de las personas en las últimas décadas, como se ha podido observar varias personas han reutilizado los contenedores de carga para satisfacer nuevas estructuras adecuadas para uso de las personas.

Por el tamaño adecuado que tiene este tipo de elementos, los contenedores son convenientes para viviendas, oficinas, bodegas, restaurantes, entre otros usos por lo que es conveniente para construcciones por su aparente simplicidad, además al momento de unir contenedores se puede obtener varios cuartos incluso residencias bastante grandes

Se puede construir varias habitaciones al juntar con otros contenedores e incluso se puede edificar construcciones de amplios espacios para la comodidad de los usuarios.

Se debe tomar en cuenta varios aspectos para construir con contenedores y aprovechar estos elementos al máximo, tomando en cuenta que el uso de este tipo de materiales es relativamente nuevo sobre todo en el mercado ecuatoriano, puesto que no existen muchas construcciones con este tipo de elementos ya sea por desconocimiento o por falta de innovación en la industria de la construcción.

En la presente investigación se citará los aspectos que consideraron la empresa Container Home Plans, la misma que consultó a varios expertos, diseñadores y propietarios que han tenido experiencia en construcciones con este tipo de estructura, los aspectos que resaltó esta empresa son:

- **Asegurarse de observar los contenedores que se van a comprar.**

Es necesario verificar que, al momento de adquirir este tipo de estructura, la materia prima esté en buen estado para que al momento de utilizarlos se puedan aprovechar al máximo los contenedores y no incurrir en gastos innecesarios o en reparaciones significativas, es decir desconfiar en el buen estado de los contenedores, siempre realizar un chequeo

- **Invertir en Contenedores que hayan tenido poco uso**

Los contenedores que no tienen mucho uso son materiales que pueden costar un poco más que otros de mayor uso, pero son de mejor utilidad al momento de utilizarse en construcciones.

- **Tener en cuenta la normativa existente**

Se debe tomar en cuenta las normativas existentes en cada país, en este caso la normativa vigente en el Ecuador, como por ejemplo normas las Normas Ecuatorianas de Construcción (NEC) complementadas con normas ISO.

- **Entrevistar a expertos en temas de contenedores y construcción con este tipo de elementos.**

En el Ecuador, sobre todo en la ciudad de Quito se ha visto varios lugares en los que se han utilizado este tipo de elementos, como por ejemplo patios de comidas donde el contenedor es la materia prima principal para construcción.

- **Revisar todas las opciones de compra de contenedores**

Investigar que empresas o personas venden contenedores en buen estado y de poco uso, para que se puedan re utilizar en construcciones, tener varias opciones de compra.

- **Entender la estructura de los contenedores.**

Es necesario tener en cuenta el funcionamiento estructural de los contenedores, es decir las paredes, el piso, el techo, etc., tomando en cuenta que las paredes largas soportan las cargas, por lo que si se corta un agujero se debe compensar.

- **El uso de contenedores no es sinónimo de ahorro de grandes cantidades de dinero**

Si bien es cierto que es un tipo de material del cual se puede economizar al momento de construir, el contenedor debe estar en buen estado para que la construcción con estos elementos sea segura

- **Reducir al máximo las soldaduras**

El uso de soldadura es costoso por el uso de materiales, mano de obra y sobre todo el tiempo que toma la soldar, por lo tanto, es preferible tratar de utilizar la soldadura al mínimo.

- **Se debe aislar correctamente el envoltente**

Es fundamental el aislar correctamente el contenedor, tomando en cuenta el clima donde se realizará la construcción.

- **Planificar lo referente a temas de instalaciones sanitarias**

Como en todas las construcciones, la fontanería es muy importantes, es por tal motivo que se debe tener una planificación adecuada acerca de ubicar correctamente todas las tuberías en los suelos y techos de los contenedores.



Figura 39 Montaje de contenedores

Fuente: <https://www.contemar.cl/2016/01/09/contenedores-maritimos>



Figura 40 Desembarque de contenedores

Fuente: <https://www.construyehogar.com/construccion/diseno-casa-contenedor>

4.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LAS VIVIENDAS TIPO 1 Y 2

SUPERESTRUCTURA (CÁLCULO EN ETABS)

De las tres tipologías arquitectónicas de vivienda se seleccionan la de tipo 1 y 2 debido a que se quiere analizar los comportamientos estructurales de los contenedores con estas configuraciones

La tipología tres fue descartada para el análisis debido a que los contenedores no actúan como elementos estructurales, en este caso los elementos estructurales a analizar serían muros de corte, diagonales y placas de anclaje

4.2.1 ANÁLISIS ELÁSTICO (LINEAL)

El modelo se basa en un comportamiento elástico lineal de los materiales y considera un equilibrio estructural sin deformaciones bajo la acción de cargas, es decir se desprecia los efectos de segundo orden. La estructura es calculada con la geometría inicial (no deformada) como se muestra en los gráficos del programa Etabs

Los modelos estructurales de las viviendas son graficados a partir de los ejes donde se hace coincidir los centroides de las vigas principales, a partir de estas vigas se modela el resto de elementos estructurales de acuerdo a su disposición real. En las tipologías estructurales se propone elementos de refuerzo adicionales como columnas, vigas, riostras a fin de reducir deflexiones y resistir las cargas gravitacionales y sísmicas a las que están sometidas la estructuras

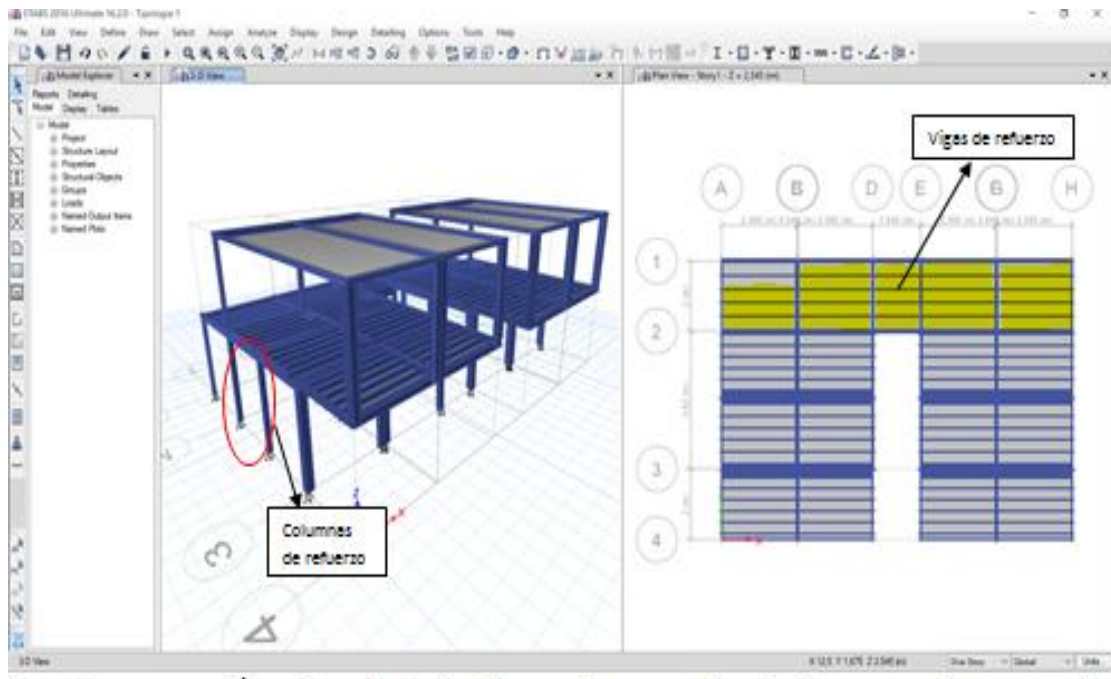


Figura 41 Modelo estructural – Vivienda Tipo 1

Las vigas que están entre el eje 1 y 2 son refuerzos estructurales que pertenecen a los contenedores de la planta baja. Se propone columnas de refuerzo en el eje 2 de planta baja para dar continuidad estructural, así como también otras columnas de refuerzo entre el eje 2 y 3 para reducir deflexiones

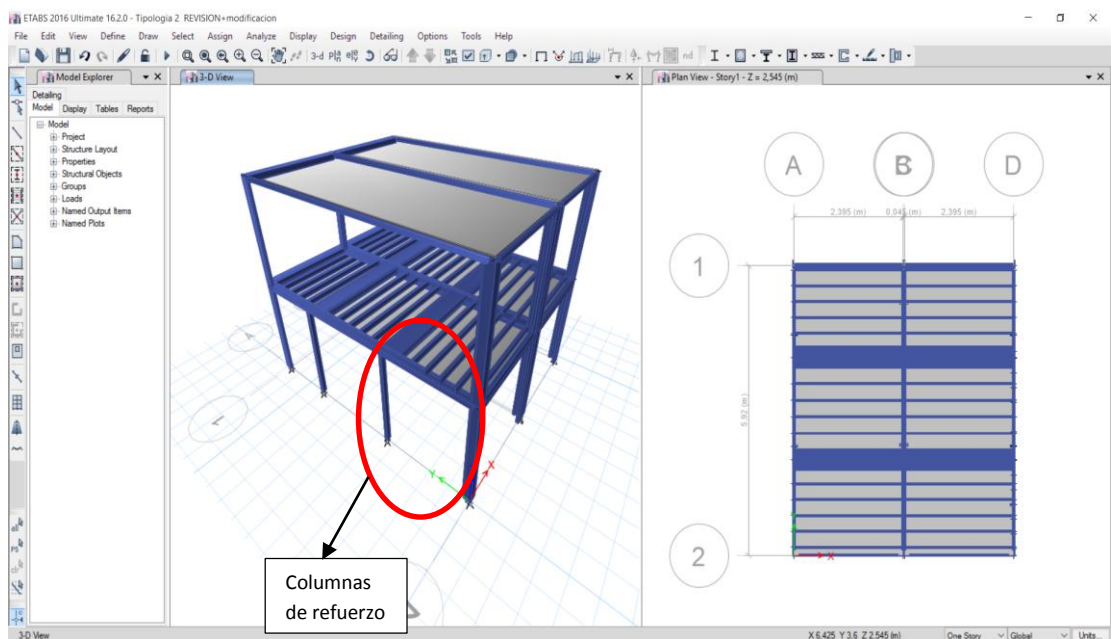


Figura 42 Modelo estructural - Vivienda Tipo 2

Se propone columnas de refuerzo entre el eje 1 y 2 para reducir deflexiones y resistir las cargas aplicadas a las vigas principales

4.2.2 ANÁLISIS DE FUERZAS EXTERNAS

4.2.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES

4.2.2.1.1 CARGAS EN VIGAS

Para el cálculo de cargas muertas en las vigas se multiplica los pesos específicos (T/m^3) de cada material por sus espesores (m), con ello se obtienen los pesos/ m^2 . Finalmente se multiplica cada uno de los pesos/ m^2 por su altura, con ello se obtienen las cargas lineales en (T/m)

Los pesos específicos de los materiales fueron extraídos de la Norma NEC, Cargas (No sísmicas), así como de catálogos de fabricante

Los cálculos de carga viva y muerta que se aplican a cada una de las vigas se realizan haciendo una sumatoria de cargas a las que están sometidos los tramos de viga

VIVIENDA TIPO 1

Carga Muerta: pesos de los materiales

EJE 4 = EJE 2 VIGA 2 Y VIGA 1-1

Vidrio plano: $2.6 T/m^3 * 0.004 m * 2.35 m = 0.024 T/m$

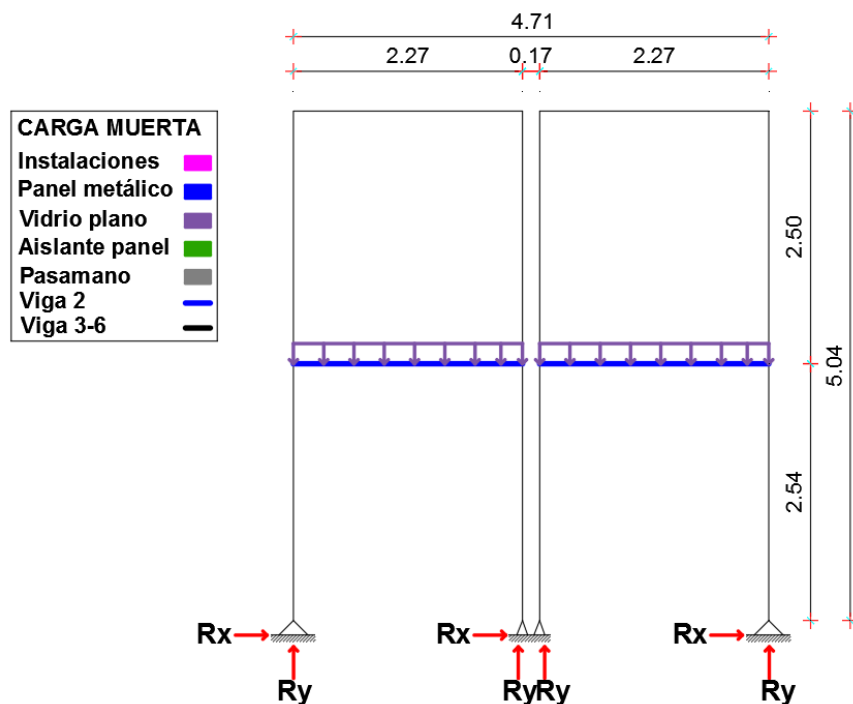


Figura 43 Vivienda tipo 1. Vista frontal

EJE A = EJE H VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3 \text{ mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Vidrio plano: $2.6 \text{ T/m}^3 * 0.004 \text{ m} * 0.33 \text{ m} = 0.0034 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

Pasamano (parante baranda de $2,2 \text{ cm} * 3 \text{ cm}$): 0.0004 T/m

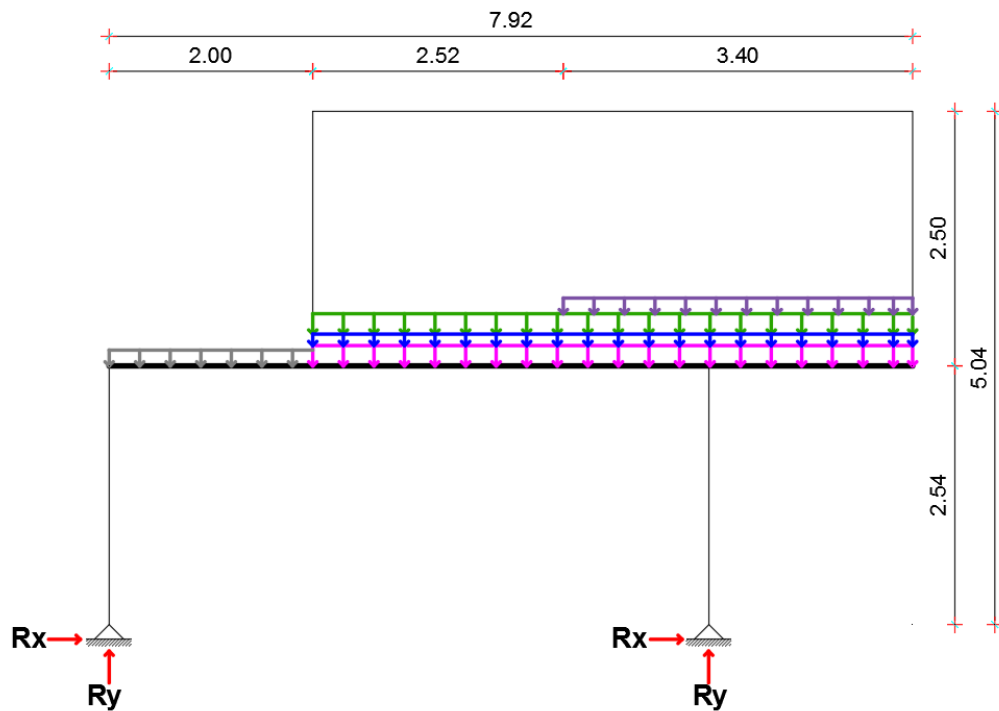


Figura 44 Vivienda tipo 1. Vista lateral

EJE B = EJE G

VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

EJE D = EJE E

VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Vidrio plano: $2.6 \text{ T/m}^3 * 0.004 \text{ m} * 0.33 \text{ m} = 0.0034 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

Carga Viva: sobrecargas mínimas

VIGAS DE GRADA

0,27 T/m

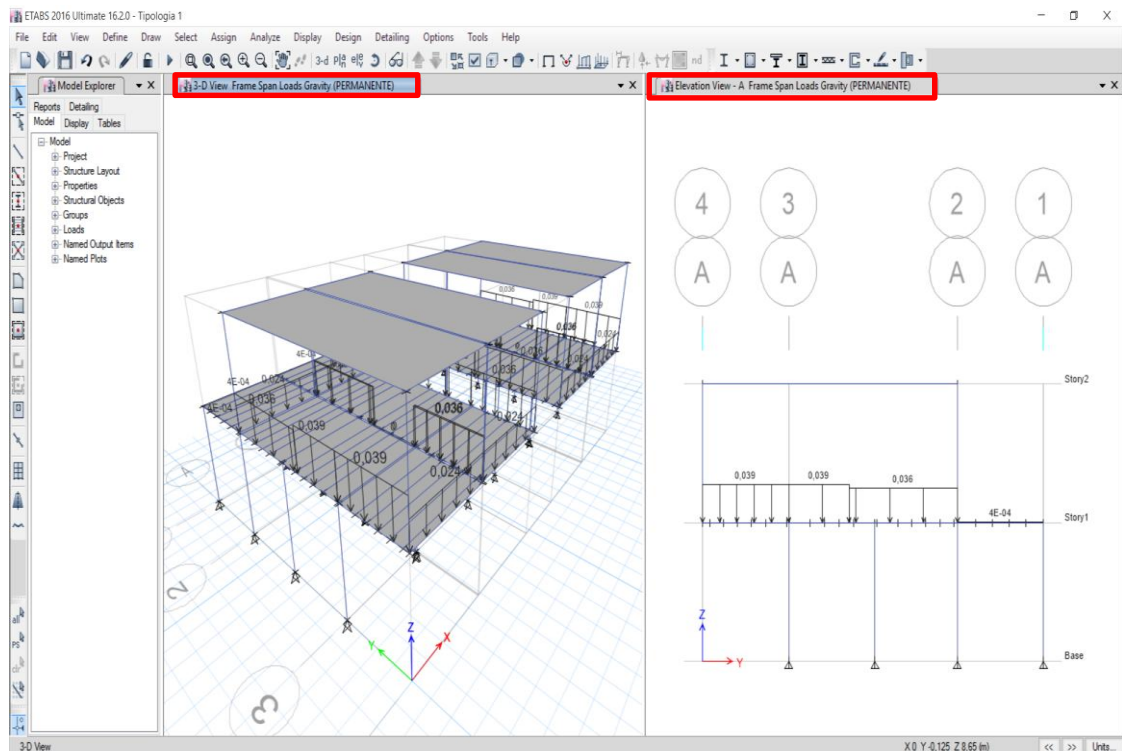


Figura 45 Carga muerta en vigas. Vivienda tipo 1

VIVIENDA TIPO 2

Carga Muerta: pesos de los materiales

EJE 1 = EJE 2

VIGA 2-6 y VIGA 1-1

Vidrio plano: $2.6 \text{ T/m}^3 \times 0.004 \text{ m} \times 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

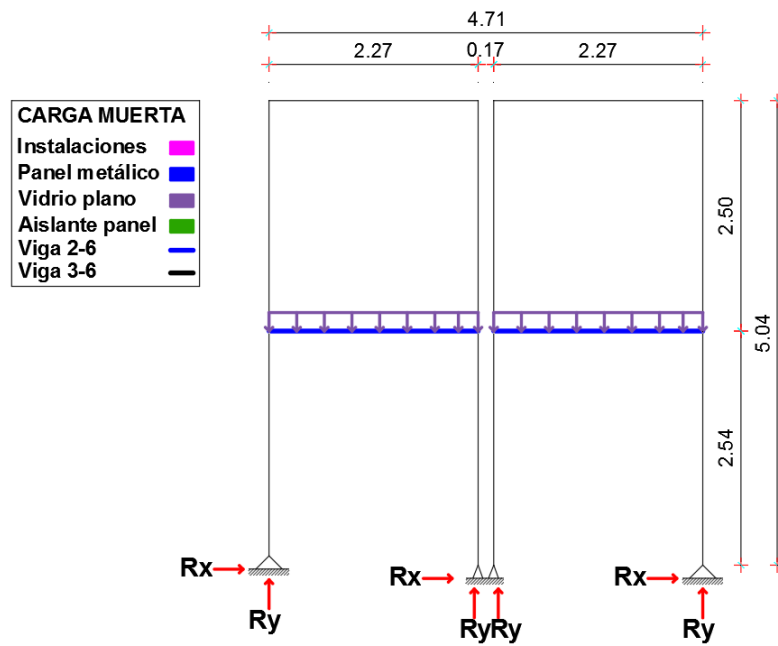


Figura 46 Carga muerta. Vivienda tipo 2

EJE A VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Vidrio plano: $2.6 \text{ T/m}^3 * 0.004 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

EJE B = EJE C VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

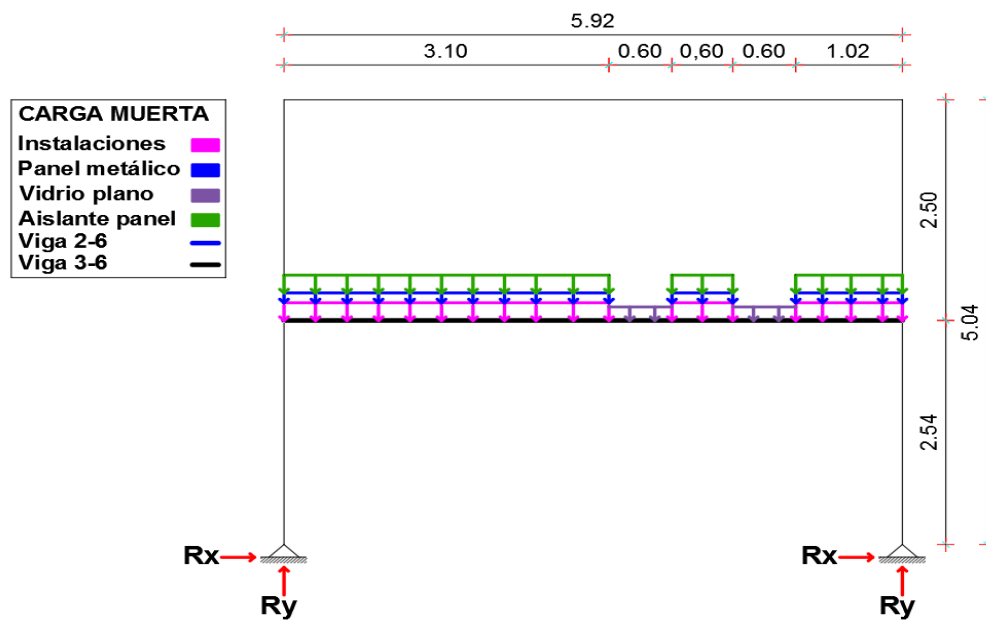


Figura 47 Instalaciones panel metálico. Vivienda tipo 2

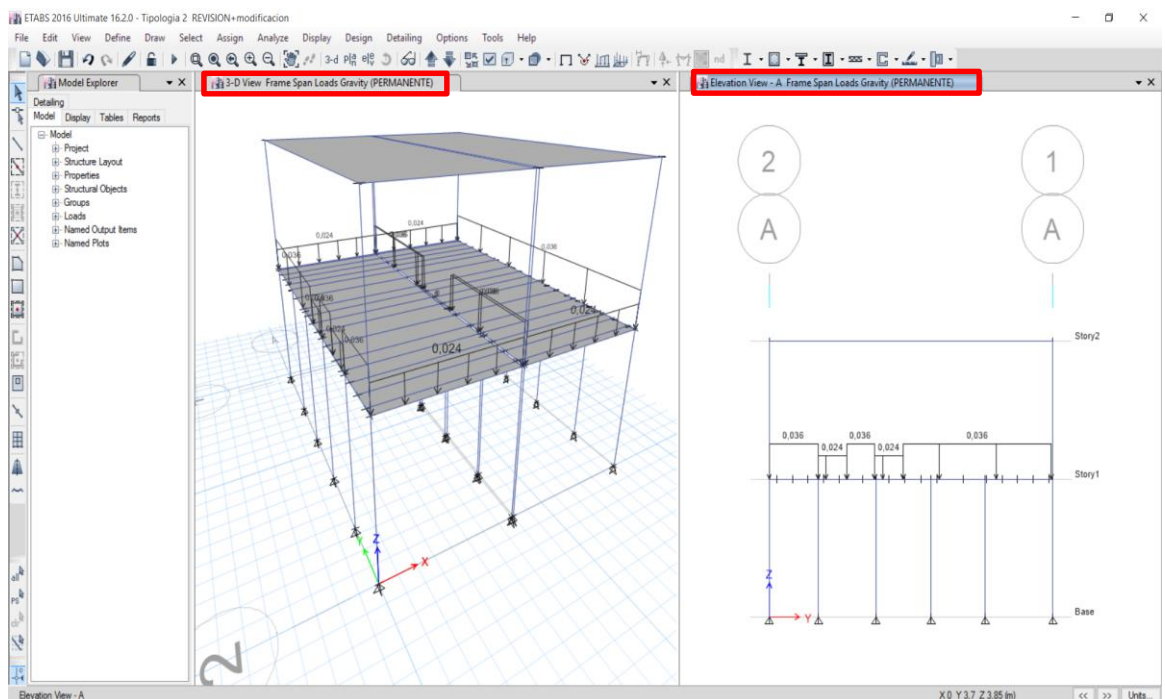


Figura 48 Carga muerta en vigas. Vivienda tipo 2

EJE D
VIGA 3-6

Instalaciones: $0.02 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.024 \text{ T/m}$

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.0000428 \text{ T/m}$

Aislante de panel metálico: $0.005 \text{ T/m}^2 * 2.35 \text{ m} = 0.012 \text{ T/m}$

VIGAS DE GRADA

Pasamano (parante baranda de $2,2\text{cm} * 3\text{cm}$): 0.0004 T/m

Carga Viva: sobrecargas mínimas

VIGAS DE GRADA

$0,27 \text{ T/m}$

4.2.1.1.2 CARGAS EN LOSAS

Las cargas vivas se extraen de la NEC, estas dependen del uso u ocupación de la edificación

Para el cálculo de cargas muertas en las losas se multiplica los pesos específicos (T/m^3) de cada material por sus espesores (m), con ello se obtienen los pesos/ m^2 .

Los pesos específicos de los materiales fueron extraídos de la Norma NEC, Cargas (No sísmicas), así como de catálogos de fabricantes

Material Property Data

General Data

Material NameMADERA
Material TypeOther
Directional Symmetry TypeIsotropic
Material Display Color
Material Notes

Material Weight and Mass

Specify Weight Density
Specify Mass Density
Weight per Unit Volume0.65 tonf/m³
Mass per Unit Volume0.066282 tonf·s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E1050000 tonf/m²
Poisson's Ratio, U0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A0.0000099 1/C
Shear Modulus, G437500 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...
Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...

OK

Cancel

Deck Property Data

General Data

Property NamePISO DE MADERA
TypeSolid Slab
Slab MaterialMADERA
Deck MaterialNot Applicable
Modeling TypeMembrane
Modifiers (Currently Default)
Display Color
Property Notes

Property Data

Slab Depth, tc0.02 m
Shear Stud Diameter0.019 m
Shear Stud Height, hs0.015 m
Shear Stud Tensile Strength, Fu40788.65 tonf/m²

OK

Cancel

Material Property Data

General Data

Material NameA36
Material TypeSteel
Directional Symmetry TypeIsotropic
Material Display Color
Material Notes

Material Weight and Mass

Specify Weight Density
Specify Mass Density
Weight per Unit Volume7.86 tonf/m³
Mass per Unit Volume0.801497 tonf·s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E20389019.16 tonf/m²
Poisson's Ratio, U0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A0.0000117 1/C
Shear Modulus, G7841930.45 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...
Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...

OK

Cancel

Deck Property Data

General Data

Property NamePANEL METÁLICO
TypeUnfilled
Slab MaterialNot Applicable
Deck MaterialA36
Modeling TypeMembrane
Modifiers (Currently Default)
Display Color
Property Notes

Property Data

Rib Depth, hr0.045 m
Rib Width Top, wrt0.1841 m
Rib Width Bottom, wrb0.1 m
Rib Spacing, sr0.297 m
Deck Shear Thickness0.0013 m
Deck Unit Weight0.014 tonf/m²

OK

Cancel

Figura 49 Propiedades de los materiales de las viviendas tipo 1 y 2

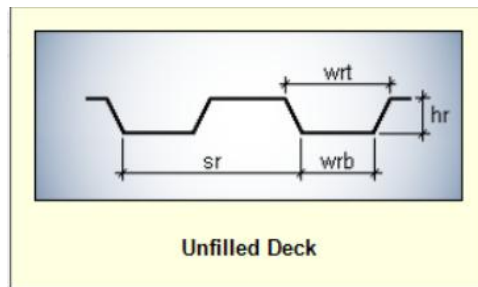


Figura 50 Piso de panel metálico

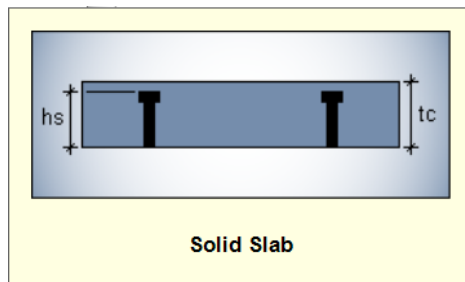


Figura 51 Piso de panel metálico

Carga Viva: sobrecargas mínimas

Cubierta plana: **0.07 T/m²**

Vivienda (1er. Piso): **0.2 T/m²**

Descanso grada: **0,27 T/m²**

Carga Muerta: pesos de los materiales

Cubierta:

Instalaciones: 0.02 T/m²

Aislante térmico: 0.005 T/m²

Panel metálico de $e = 1.3\text{mm}$: $0.014 \text{ T/m}^3 * 0.0013 \text{ m} = 0,0000182 \text{ T/m}^2$

Total: **0,025 T/m²**

1er. Piso:

Instalaciones: 0.02 T/m²

Aislante térmico: 0.005 T/m²

Madera de Teca: 0.658 T/m³ * 0.015 m = 0.0098 T/m²

Total: **0,0348 T/m²**

Descanso grada:

Panel metálico de e =1.3mm: 0.014 T/m³ * 0.0013 m = 0,0000182 T/m²

Madera de Teca: 0.658 T/m³ * 0.015 m = 0.0098 T/m²

Aislante térmico: 0.005 T/m²

Recubrimiento de PVC: 0,003315 T/m²

Total: **0,01813 T/m²**

Resumen de cargas en losas

RESUMEN DE CARGAS EN LOSAS		
PISOS	CARGA VIVA (T/m ²)	CARGA MUERTA (T/m ²)
Cubierta	0,07	0,025
1ro	0,2	0,0348
Descanso grada	0,27	0,0000182

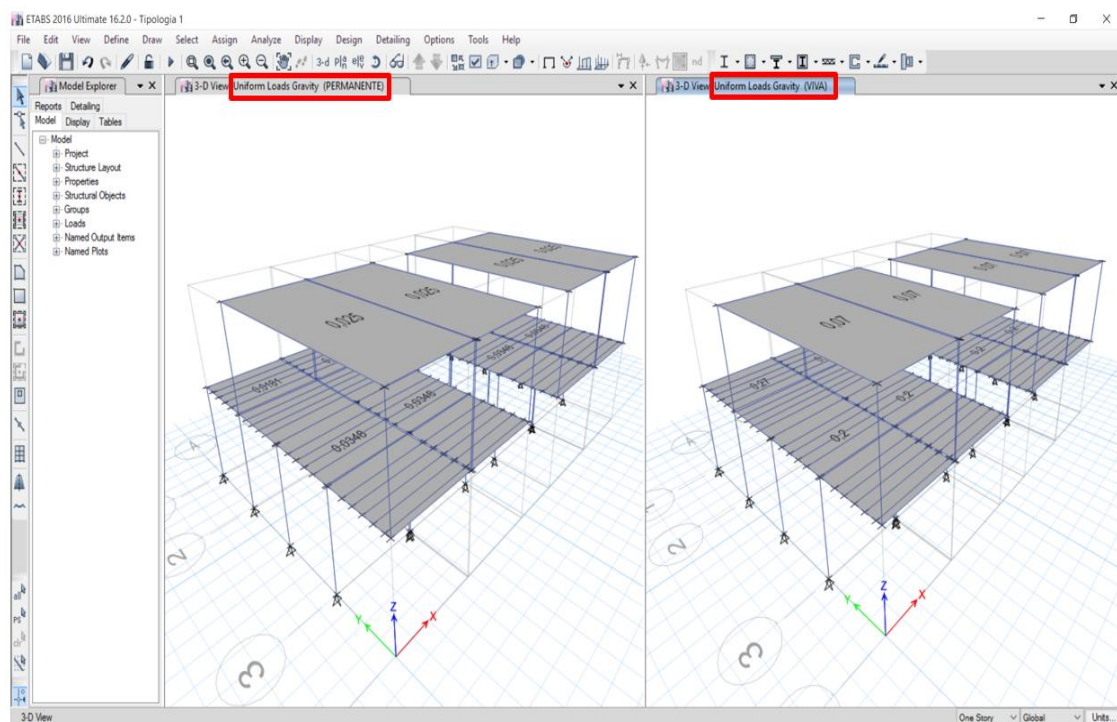


Figura 52 Cargas en losas - vivienda tipo 1

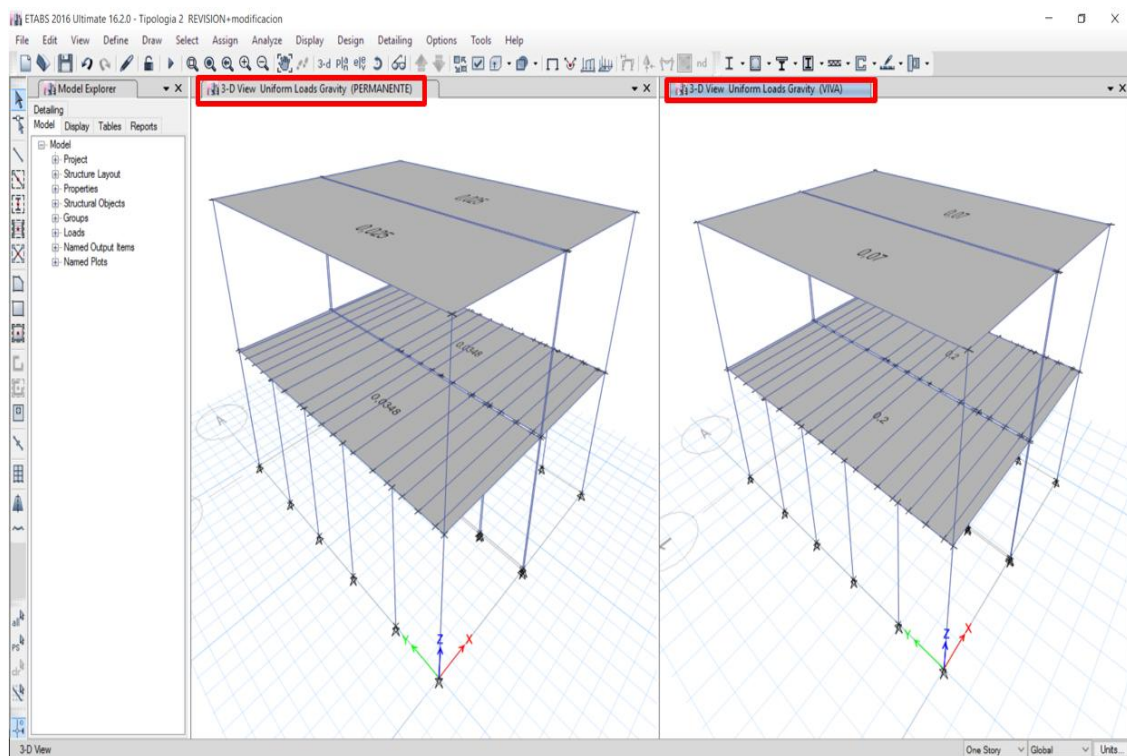


Figura 53 Cargas en losas - vivienda tipo 2

4.2.2.2 ANÁLISIS DE GRADOS DE LIBERTAD EN NUDOS Y APOYOS

Los grados de libertad son posibles traslaciones o rotaciones que se pueden dar en nudos y apoyos debido a la acción de cargas gravitacionales o sísmicas aplicadas sobre estos ellos

4.2.2.2.1 CONEXIONES RÍGIDAS (SOLDADAS) EN NUDOS

En el modelado de las dos tipologías de vivienda se asignan conexiones rígidas soldadas a todos los nudos que se forman mediante la unión de vigas principales-columnas y a los nudos de vigas principales-columnas de refuerzo. La soldadura utilizada en todos estos nudos es continua de penetración completa. Estas conexiones permiten continuidad entre los elementos estructurales y tienen una restricción rotacional del 90% o más

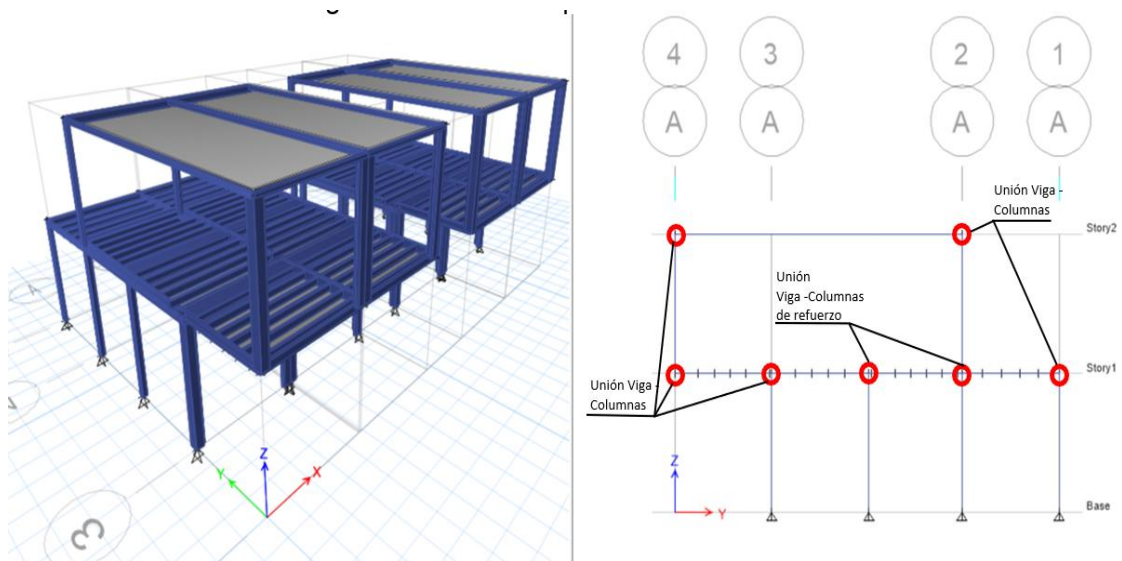


Figura 54 Conexiones rígidas en vivienda tipo 1

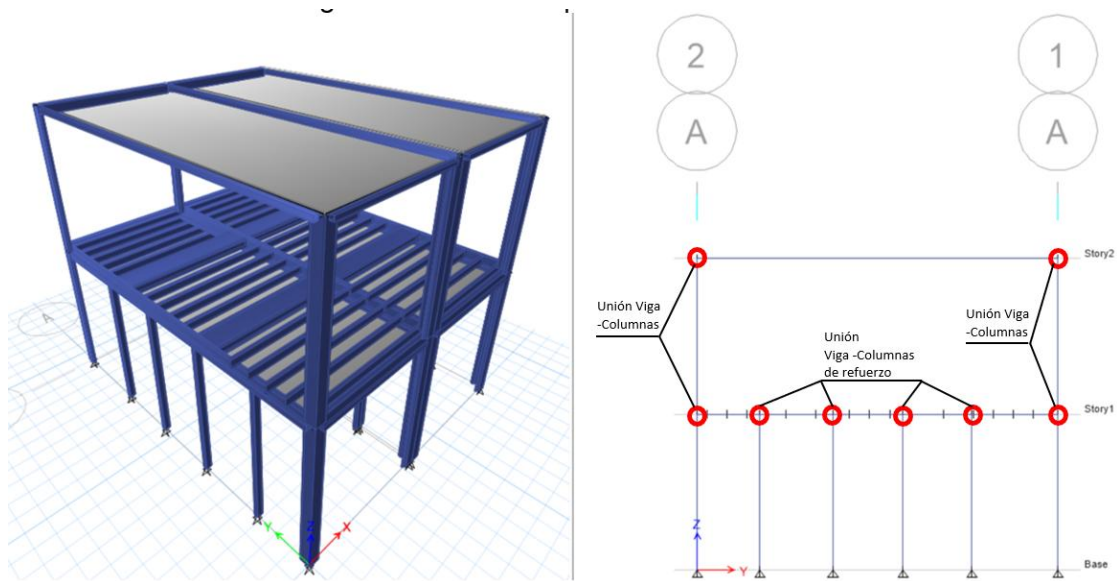


Figura 55 Conexiones rígidas en vivienda tipo 2

4.2.2.2.2 CONEXIONES FLEXIBLES O ARTICULADAS EN NUDOS

En el modelado de las dos tipologías de vivienda se asignan conexiones flexibles a todos los nudos que se forman mediante la unión de vigas principales-vigas secundarias, con el comando *relaise*. Se considera que estas conexiones transmiten únicamente cortante y están libres de momento.

Conforme a las disposiciones del LRFD, las conexiones deben tener suficiente capacidad rotacional para que las soldaduras no queden sobrecargadas bajo la acción de cargas combinadas de gravedad y sismo

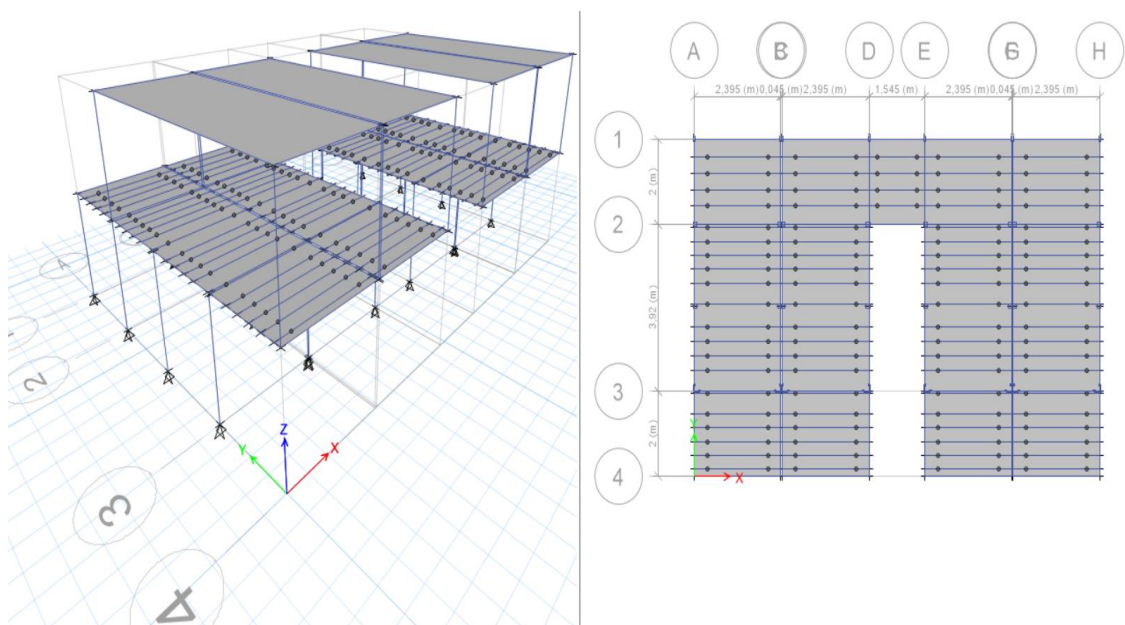


Figura 56 Conexiones flexibles. Vivienda tipo 1

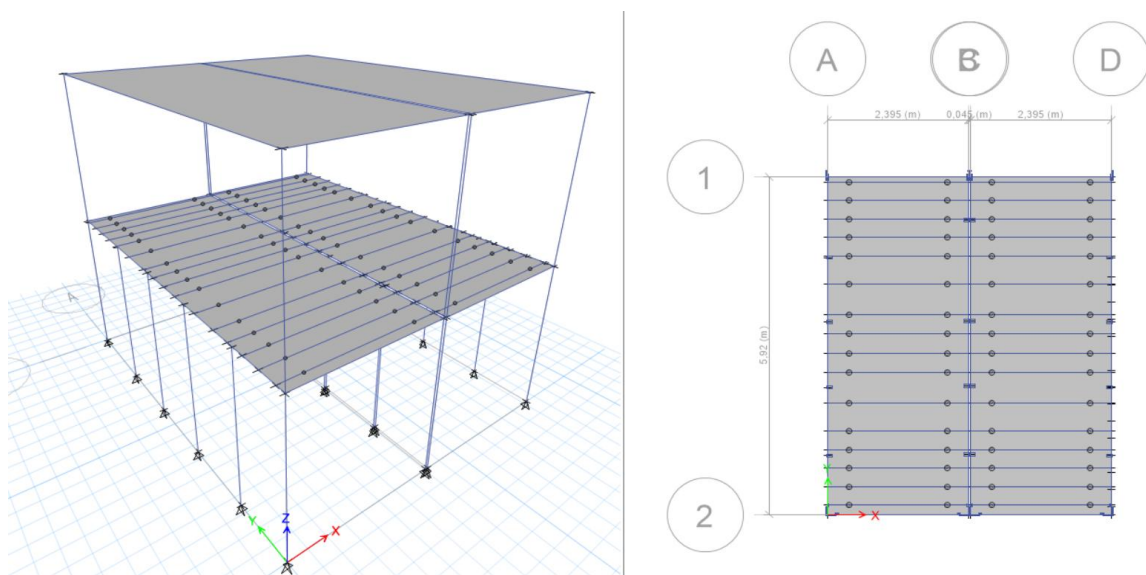


Figura 57 Conexiones flexibles. Vivienda tipo 2

4.2.2.2.3 APOYOS FLEXIBLES O ARTICULADOS

Se usan apoyos articulados en las dos tipologías de vivienda para fijar la superestructura a la cimentación y restringir los movimientos de traslación bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas. Los apoyos previenen el movimiento de la superestructura ejerciendo fuerzas opuestas a las aplicadas para mantener en equilibrio

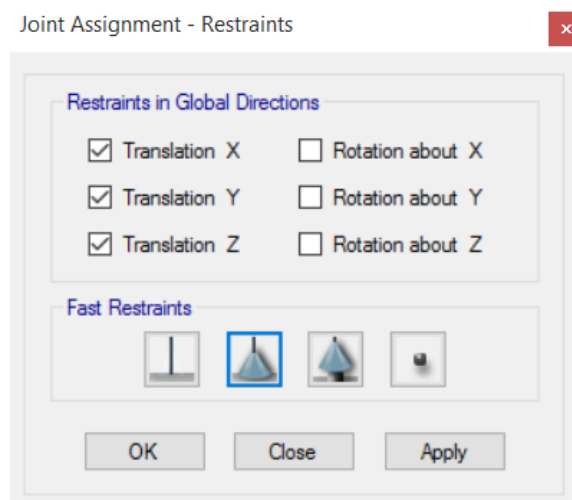


Figura 58 Apoyos flexibles

4.2.3 ANÁLISIS DE FUERZAS INTERNAS

Las fuerzas internas son fuerzas o momentos que se producen en el interior de los elementos estructurales manteniendo sus partes juntas, se producen como una reacción o resistencia de los elementos a las cargas aplicadas

4.2.3.1 DIAGRAMAS DE CORTE

Son fuerzas internas de corte que se producen a lo largo de los elementos estructurales, que tienden a cortar al elemento estructural transversalmente en dos partes, su magnitud varía conforme a las cargas aplicadas a la estructura. Se analizan las fuerzas de corte máximas y mínimas de las tipologías de vivienda para posteriormente dimensionar las estructuras o reforzarlas

VIVIENDA TIPO 1

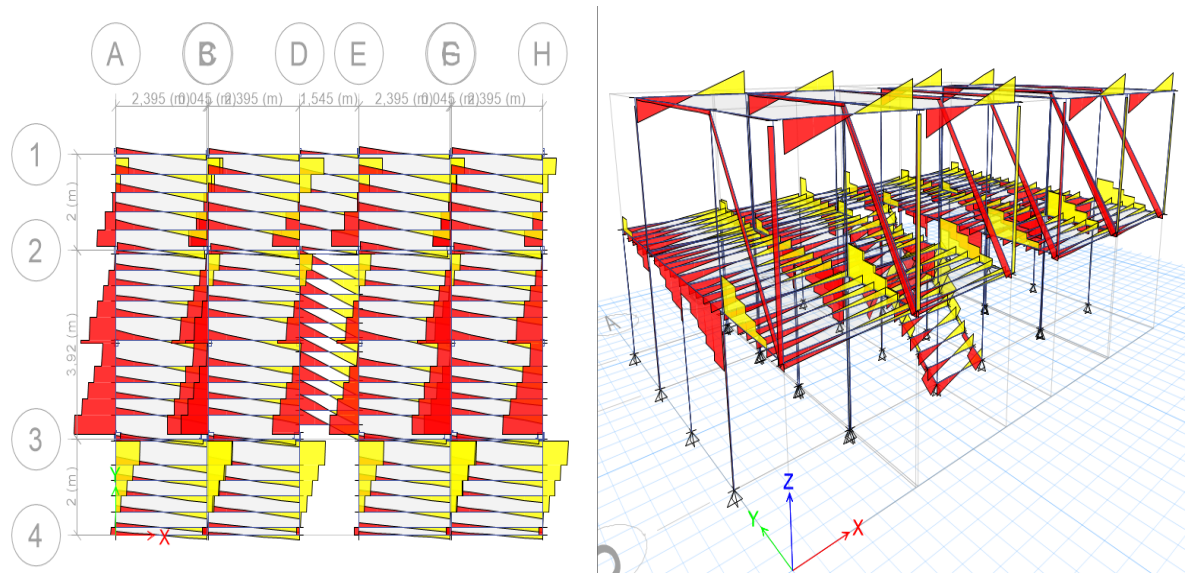


Figura 59 Diagrama de corte. Vista en planta y perspectiva

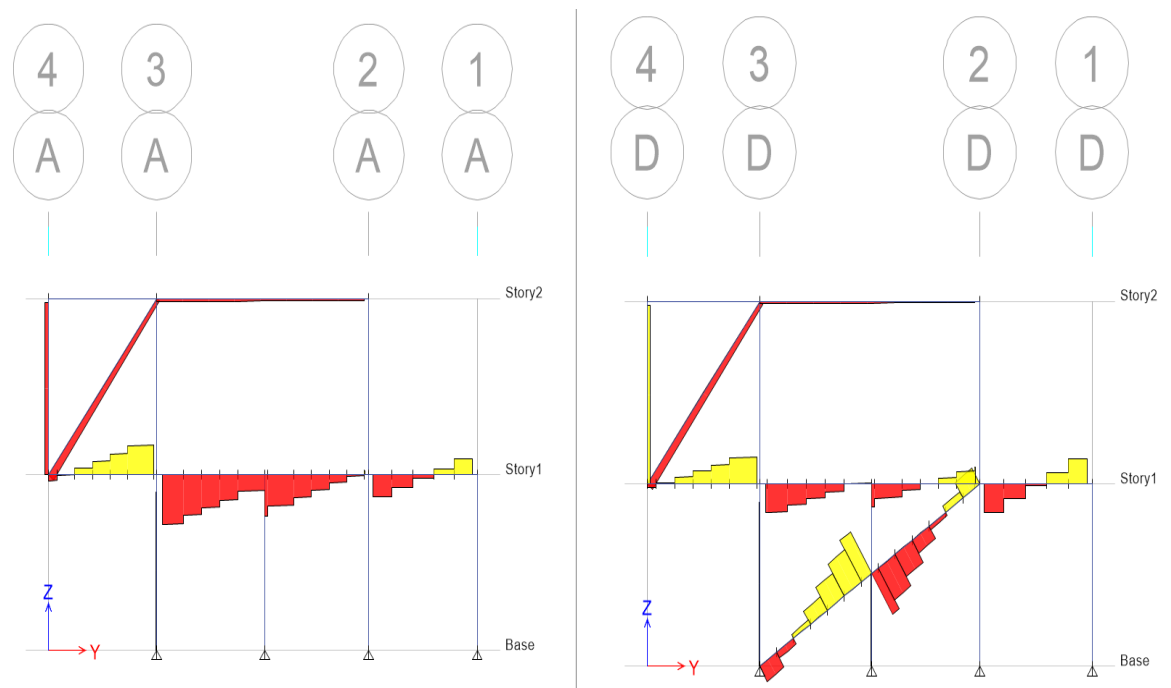


Figura 60 Diagrama de corte. Ejes "A" y "D"

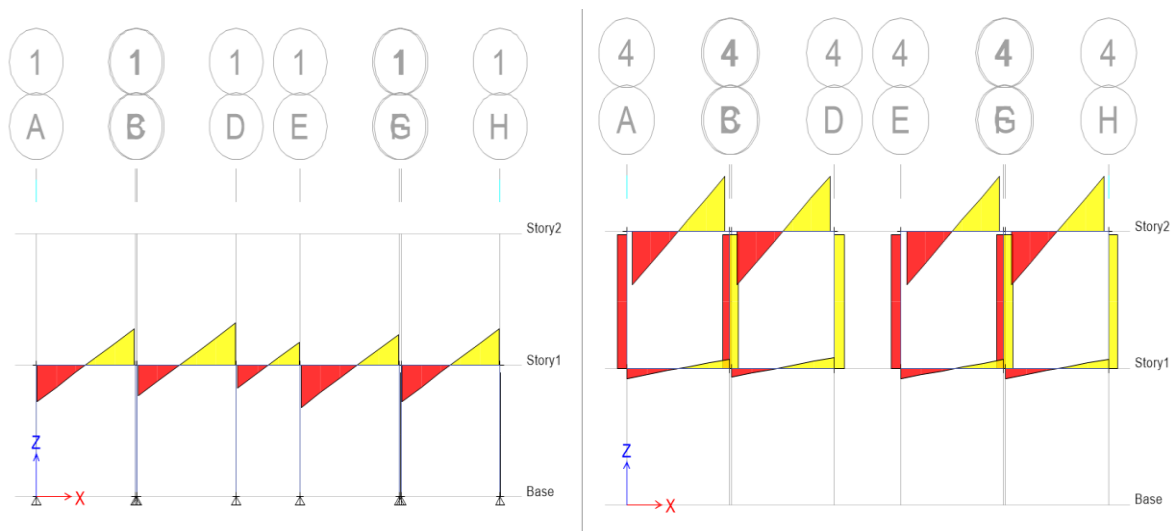


Figura 61 Diagrama de corte. Ejes "1" y "4"

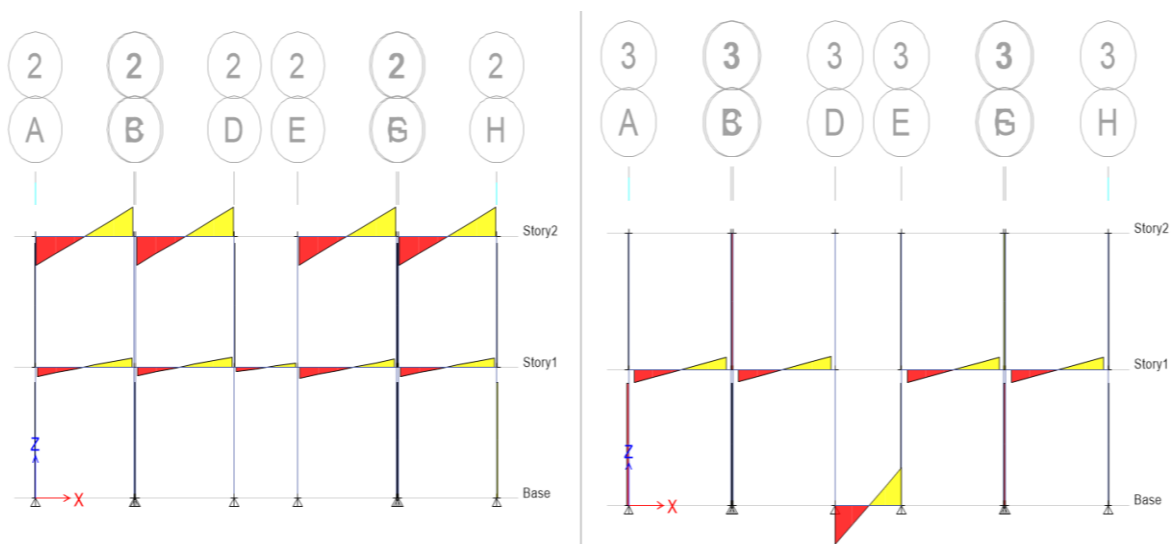


Figura 62 Diagrama de corte. Ejes "2" y "3"

VIVIENDA TIPO 2

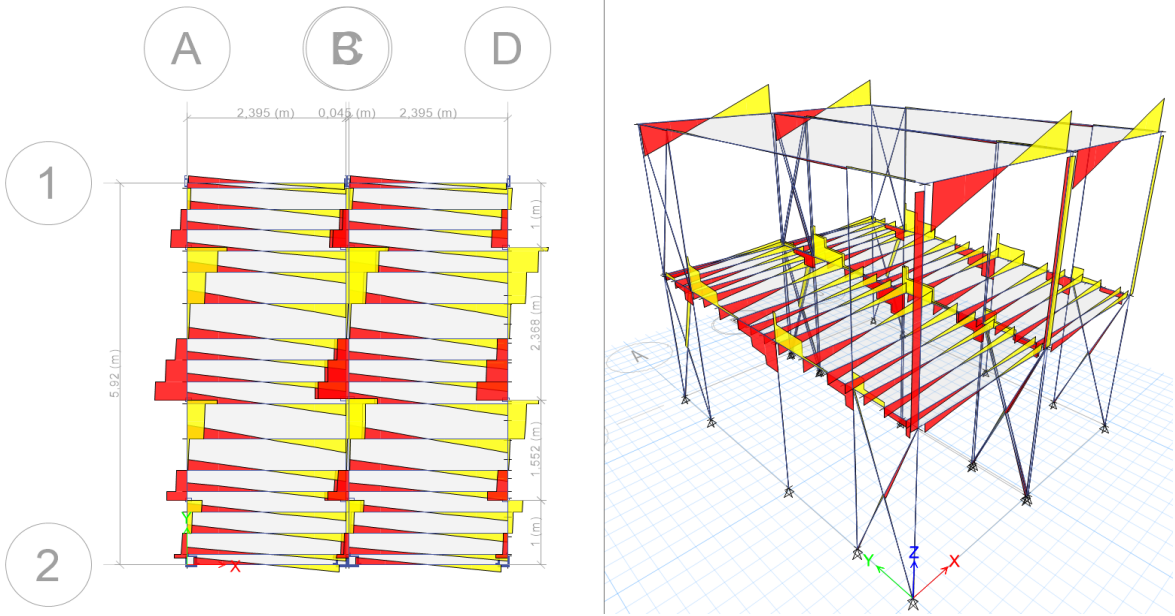


Figura 63 Diagrama de corte. Vista en planta y perspectiva

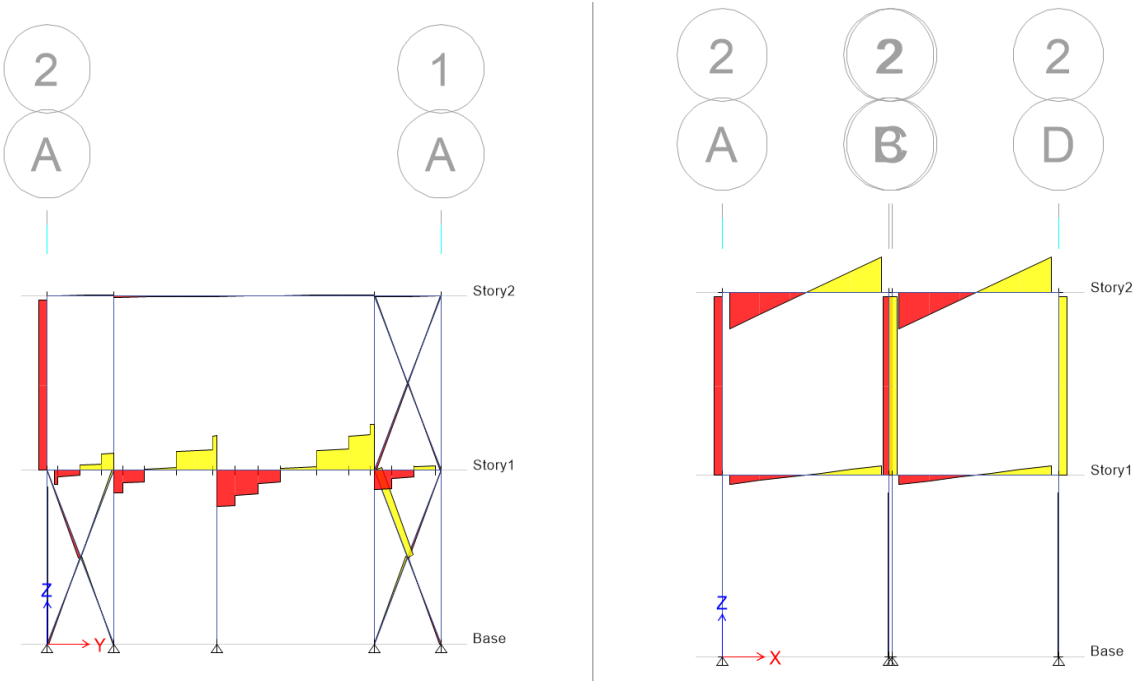


Figura 64 Diagrama de corte. Ejes “A” y “2”

4.2.3.2 DIAGRAMAS DE MOMENTOS

Los momentos flectores son fuerzas internas angulares que tienden a flejar al elemento en análisis, actuando sobre su sección transversal. El momento flector es considerado positivo cuando produzca tracción en las fibras inferiores o concavidad hacia arriba con respecto al eje centroidal y negativo cuando produzca compresión en las fibras superiores con respecto al eje centroidal

En las tipologías de vivienda se analizan los momentos máximos y mínimos para posteriormente dimensionar la estructura o reforzarla

VIVIENDA TIPO 1

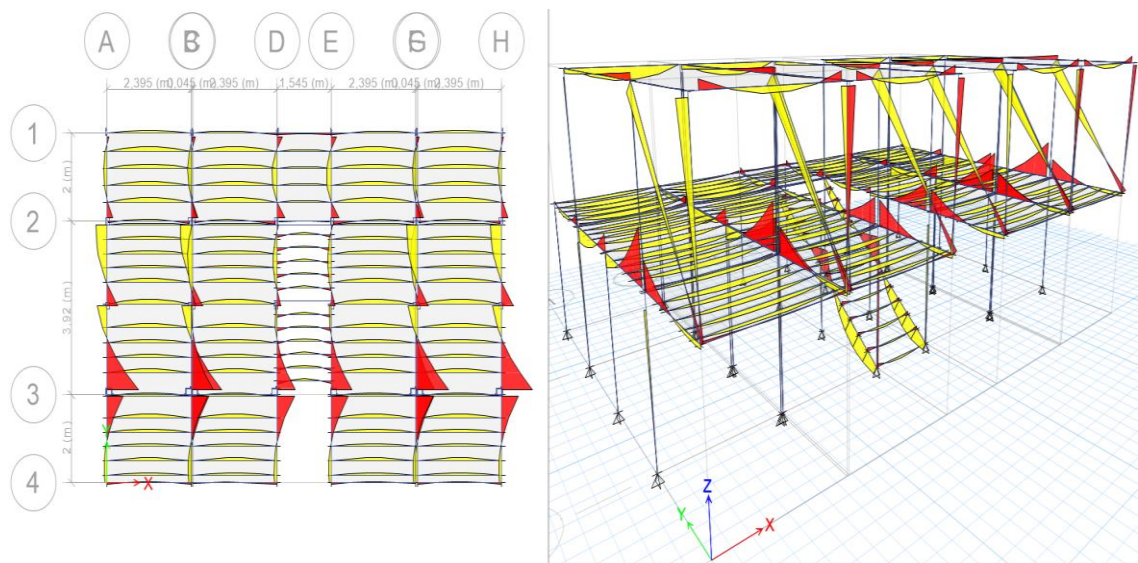


Figura 65 Diagrama de momentos. Vista en planta y perspectiva

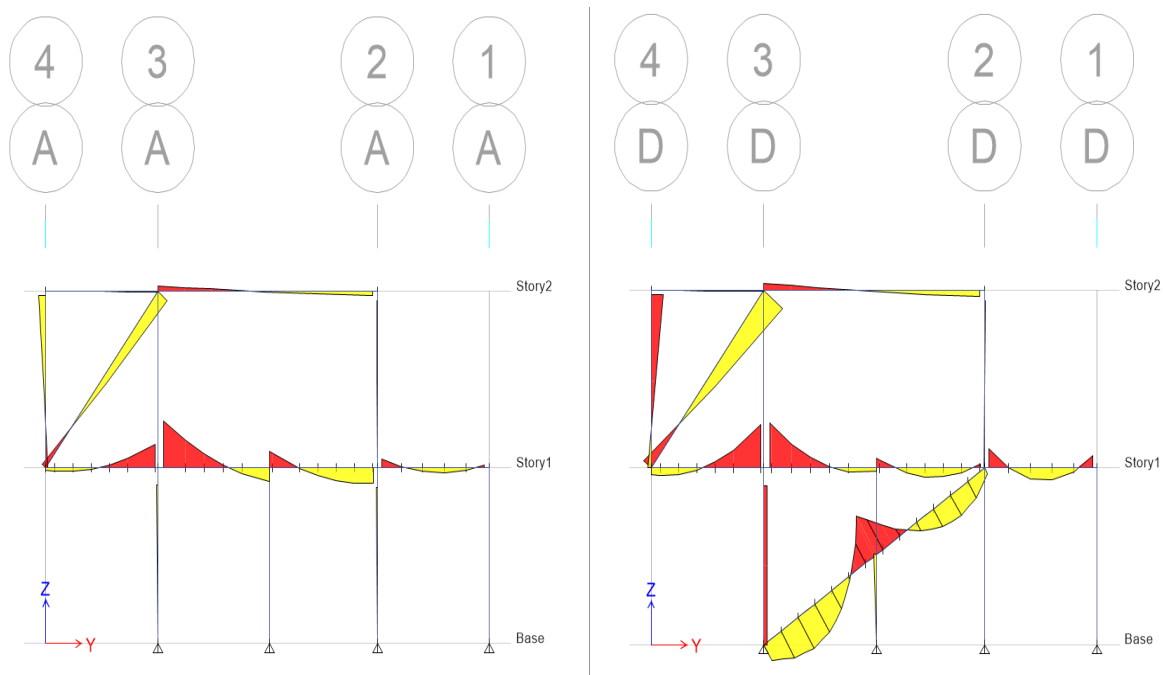


Figura 66 Diagrama de momentos. Ejes "A" y "D"

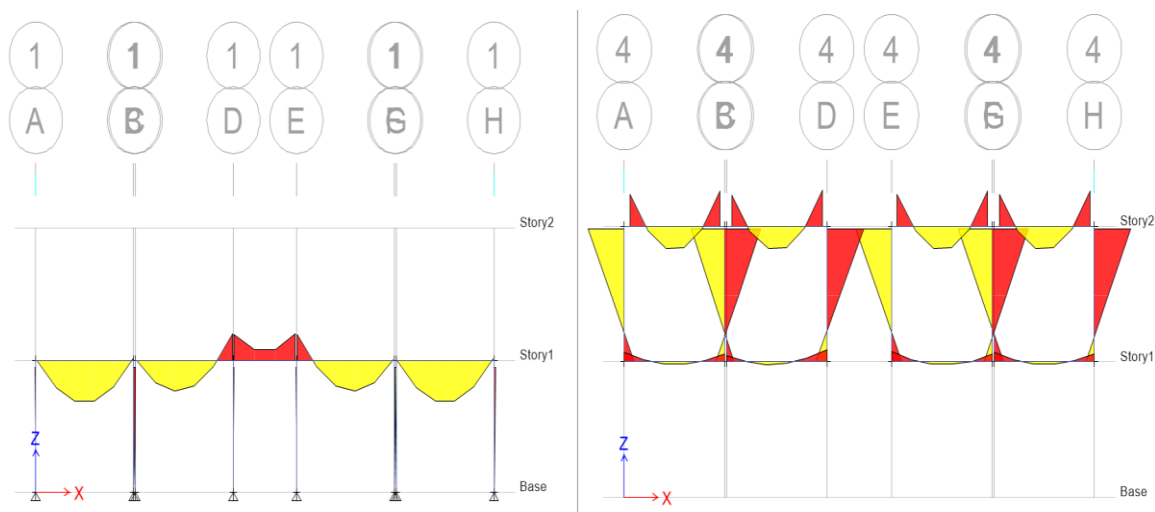


Figura 67 Diagrama de momentos. Ejes "1" y "4"

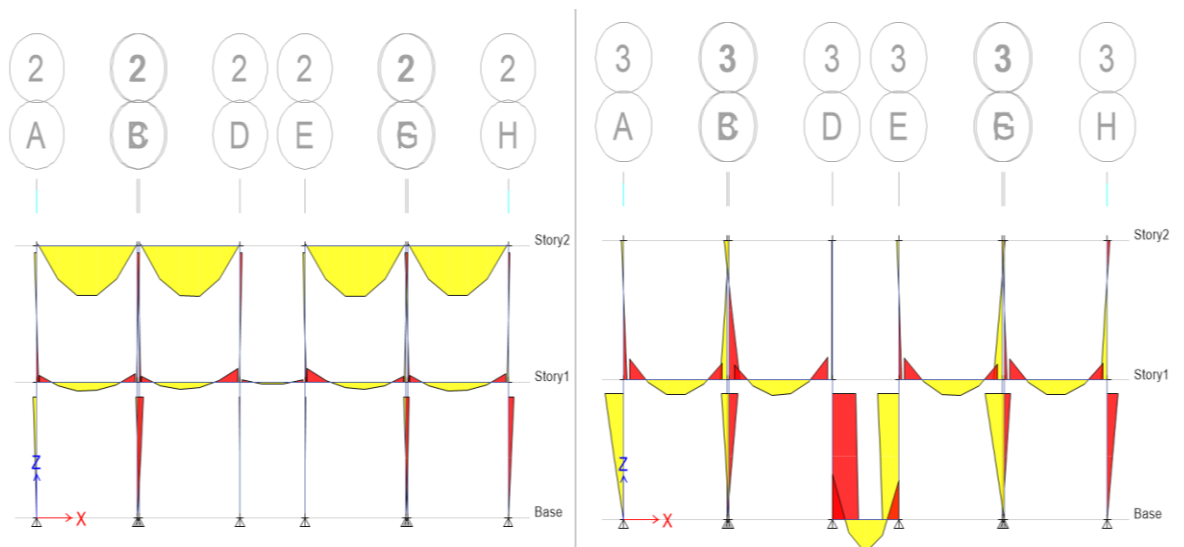


Figura 68 Diagrama de momentos. Ejes "2" y "3"

RESUMEN

Se analizan las fuerzas de corte y momentos en la viga V3 – V6, en la columna C1 y en las riostras (perfiles inclinados), por ser los elementos más críticos. Ver imagen # 70 y # 71

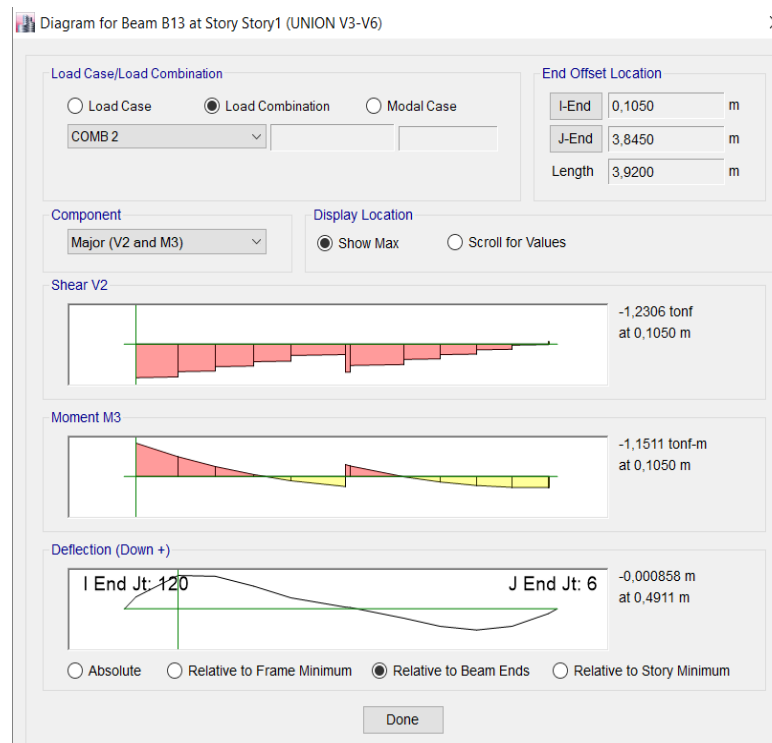


Figura 69 Cortantes, momentos críticos y deflexión en la viga V3 - V6



Figura 70 Cortantes y momentos críticos en la columna C1 y riostra (perfil inclinado).

En las ilustraciones de resumen se muestran los diagramas de corte y momento máximos de los elementos estructurales más cargados, de vigas, columnas y riostras, así como también la deflexión de la viga más cargada del modelo estructural. Los valores máximos de corte y momento se muestran a la derecha de cada ilustración.

Los diagramas y deflexiones se analizan con cargas en condiciones mayoradas, para este análisis se selecciona la combinación de carga $1,2 D + 1,6 L$

VIVIENDA TIPO 2

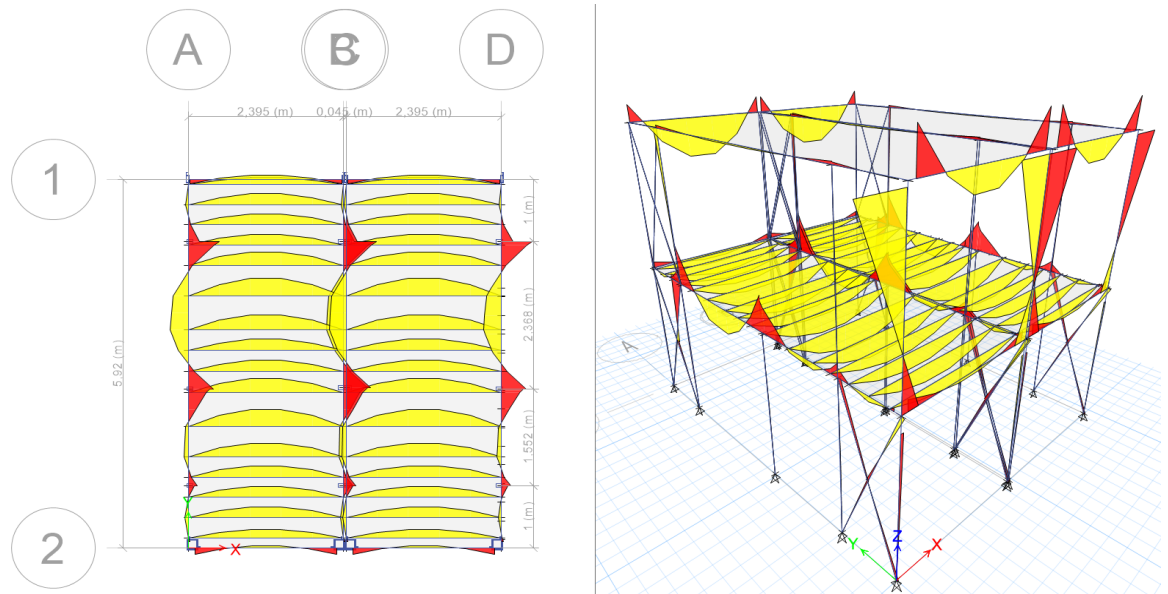


Figura 71 Diagrama de momentos. Vista en planta y perspectiva

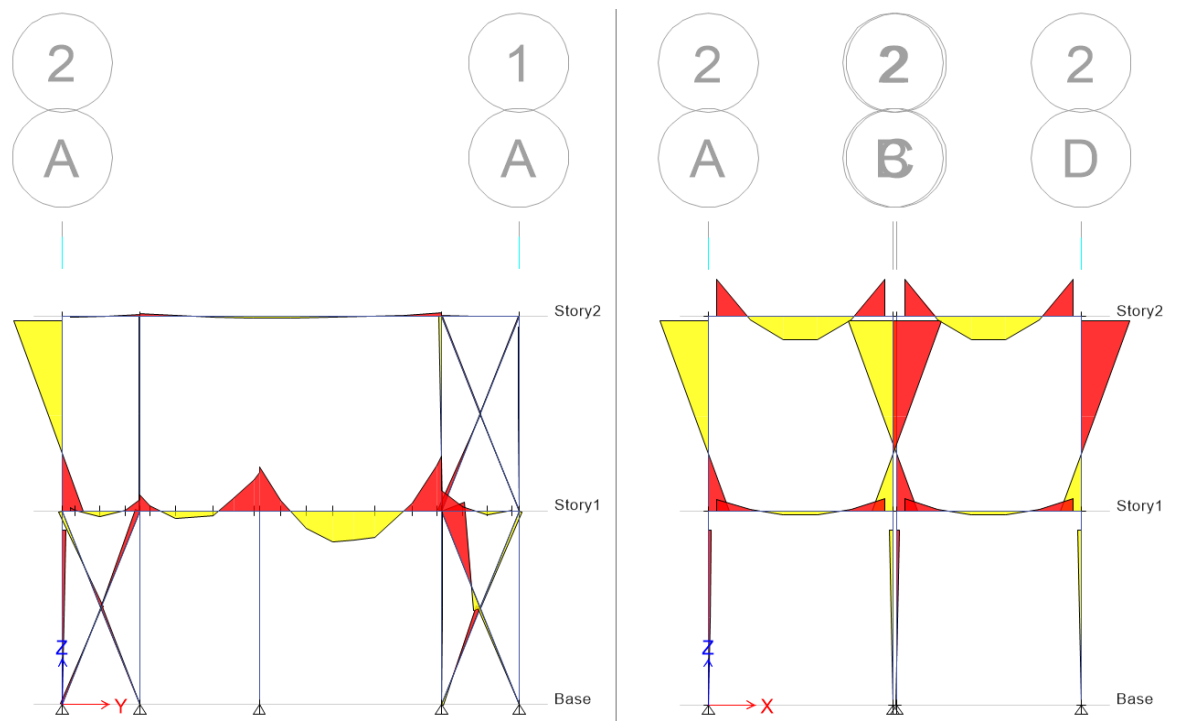


Figura 72 Diagrama de momentos. Ejes "A" y "2"

RESUMEN

Se analizan las fuerzas de corte y momentos en la viga V3 – V6, en la columna C2 y en las riostras (perfiles inclinados), por ser los elementos más críticos. Ver imagen #48 y #49

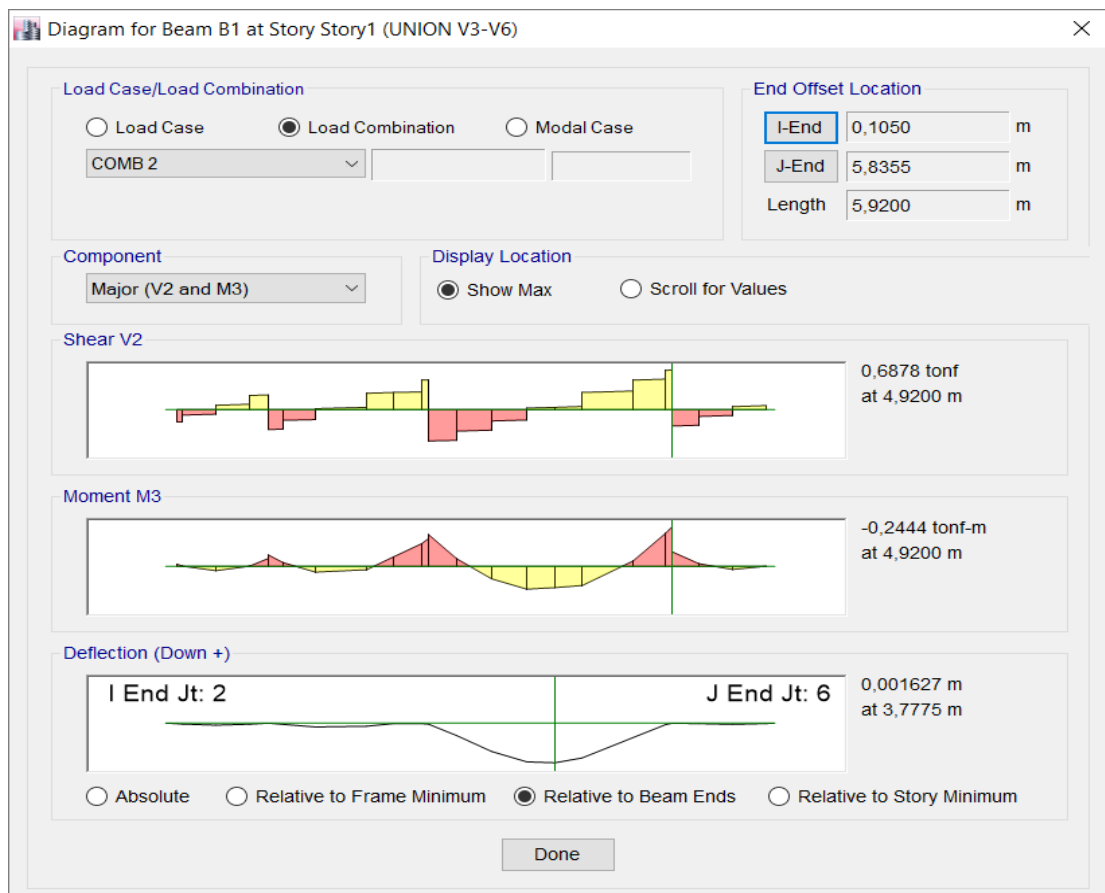


Figura 73 Cortantes y momentos críticos y deflexión en la viga V3 - V6

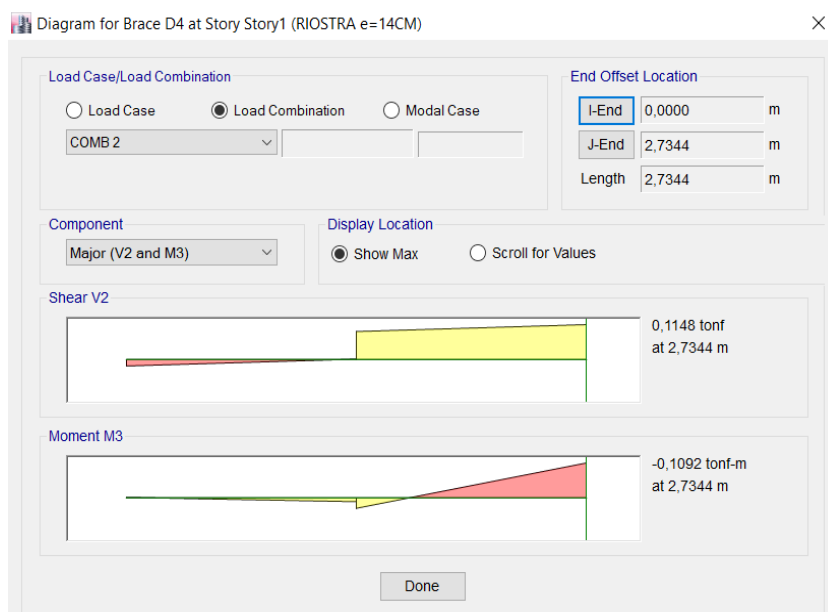
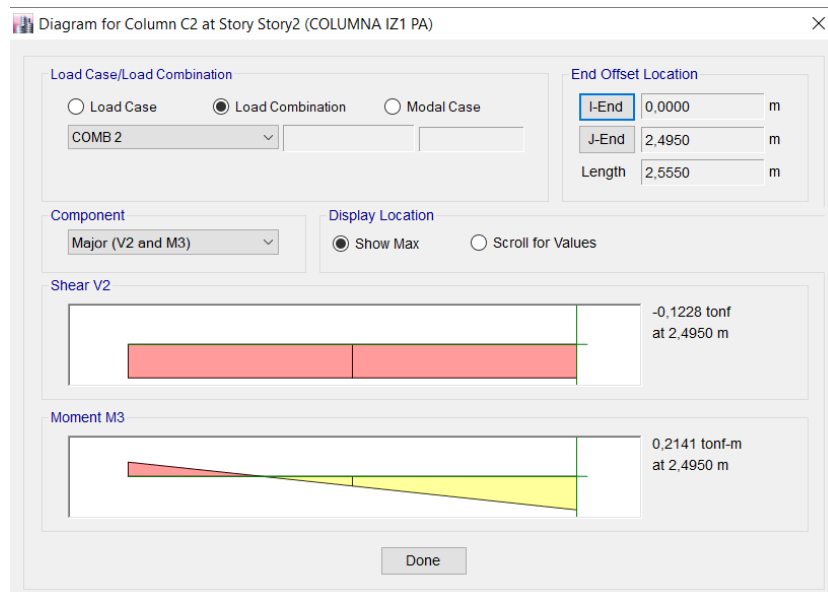


Figura 74 Cortantes y momentos críticos en la columna C2 y riostra

Los valores máximos de corte y momento se muestran a la derecha de cada gráfico
 Los diagramas y deflexiones se analizan con cargas en condiciones mayoradas,
 para este análisis se selecciona la combinación de carga 1,2 D + 1,6 L

4.2.4 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES

VIVIENDA TIPO 1

Este modelo muestra que la mayor deformación estructural está en el volado de 2 metros, donde la esquina del volado tiene una deflexión $U_z = 1,25$ cm. Esta deformación es controlada con riostras de refuerzo colocadas en el voladizo y columnas adicionales en planta alta propuestas para dar estabilidad estructural al conjunto; así mismo, se incrementa dos columnas en planta baja para dar mayor rigidez a las vigas laterales, continuidad y estabilidad estructural

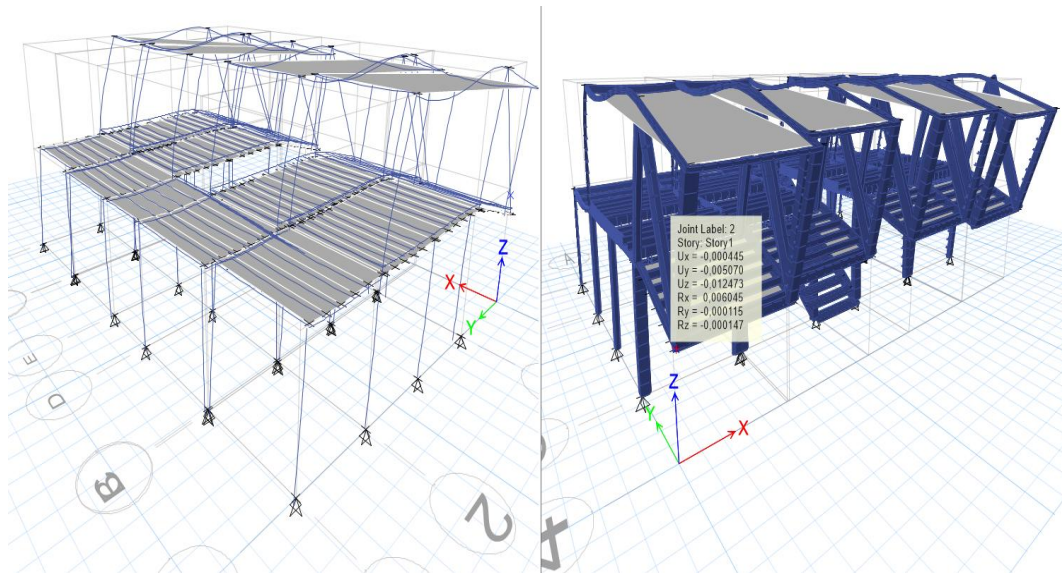


Figura 75 Deformaciones y desplazamientos laterales

VIVIENDA TIPO 2

El modelo muestra que la mayor rigidez estructural está en las riostras, propuestas como elementos de refuerzo de las columnas existentes cuyas secciones son muy pequeñas, y que las mayores deflexiones $U_z = 1,66$ mm están en las vigas longitudinales del primer piso debido a que estas presentan secciones muy pequeñas y luces muy grandes. Las mayores deformaciones de las vigas son

controladas con las columnas de refuerzo propuestas que tienen la finalidad de reducir las luces laterales existentes de 6 metros a 2 metros o menos

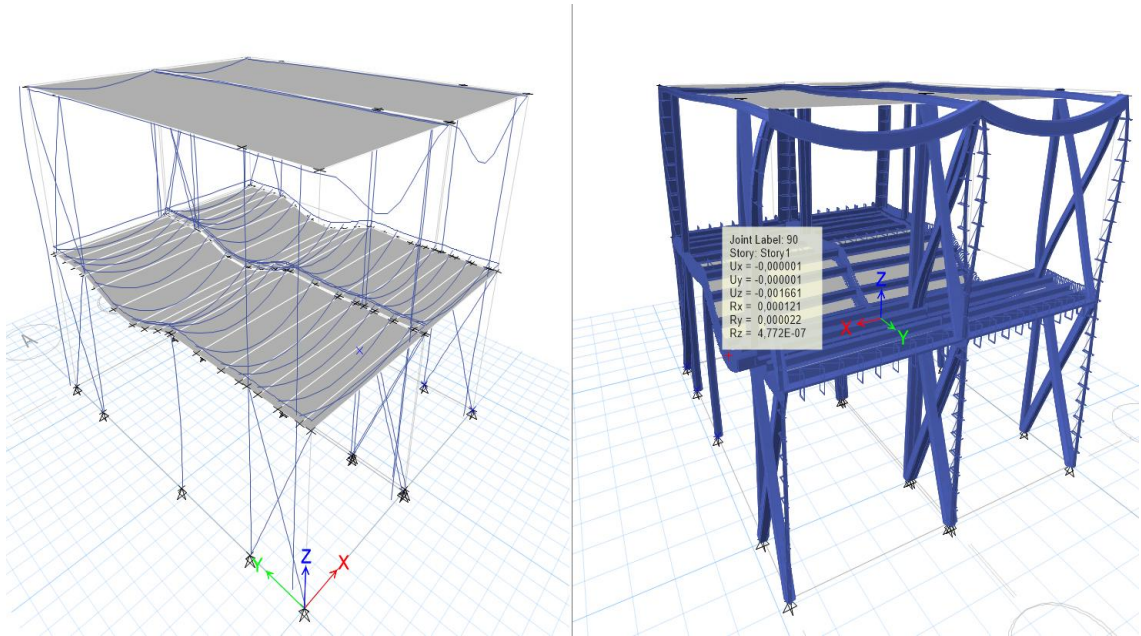


Figura 76 Deformaciones y desplazamientos laterales

4.2.5 ANÁLISIS DINÁMICO EN SENTIDO “X” Y “Y”

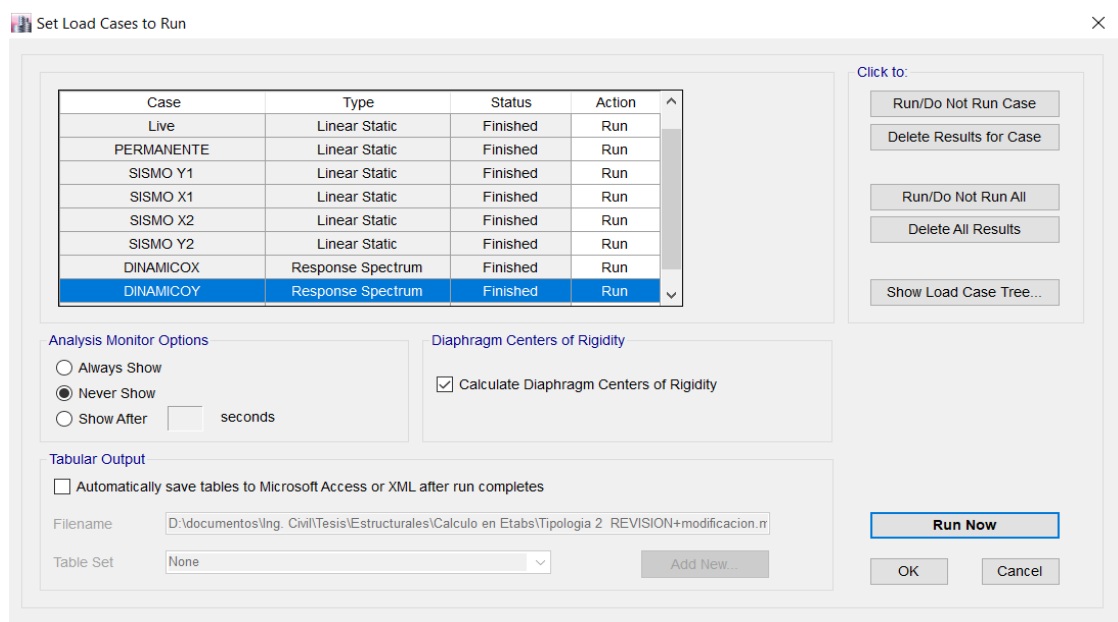


Figura 77 Análisis modal espectral

Se define estados de carga sísmicos tomando en cuenta la dirección de la acción sísmica SX1, SY1, SX2, SY2 y el sentido de la excentricidad accidental. Se asigna un 5% de excentricidad accidental mínima. Se debe comprobar la ubicación del centro de rigideces mostrado en Etabs.

Para la obtención de cargas sísmicas laterales se usa un análisis basado en fuerzas (DBF); este es un análisis dinámico que se aplica a todo tipo de estructura a excepción de las estructuras totalmente regulares. El análisis dinámico usado en las dos tipologías de vivienda es el análisis espectral

Se genera un estado de carga de espectro de respuesta en sentido X (Dinámico X) y otro en sentido Y (Dinámico Y), tomando un factor de amortiguamiento de 0,05 del amortiguamiento crítico, considerando que el espectro de diseño de la NEC está definido con este valor.

Se usa una combinación modal CQC (Complete Quadratic Combination), este método evita que los modos de vibración cercanos causados por el amortiguamiento se superpongan

Se usa una combinación direccional SRSS para combinar los resultados direccionales considerando todas las direcciones

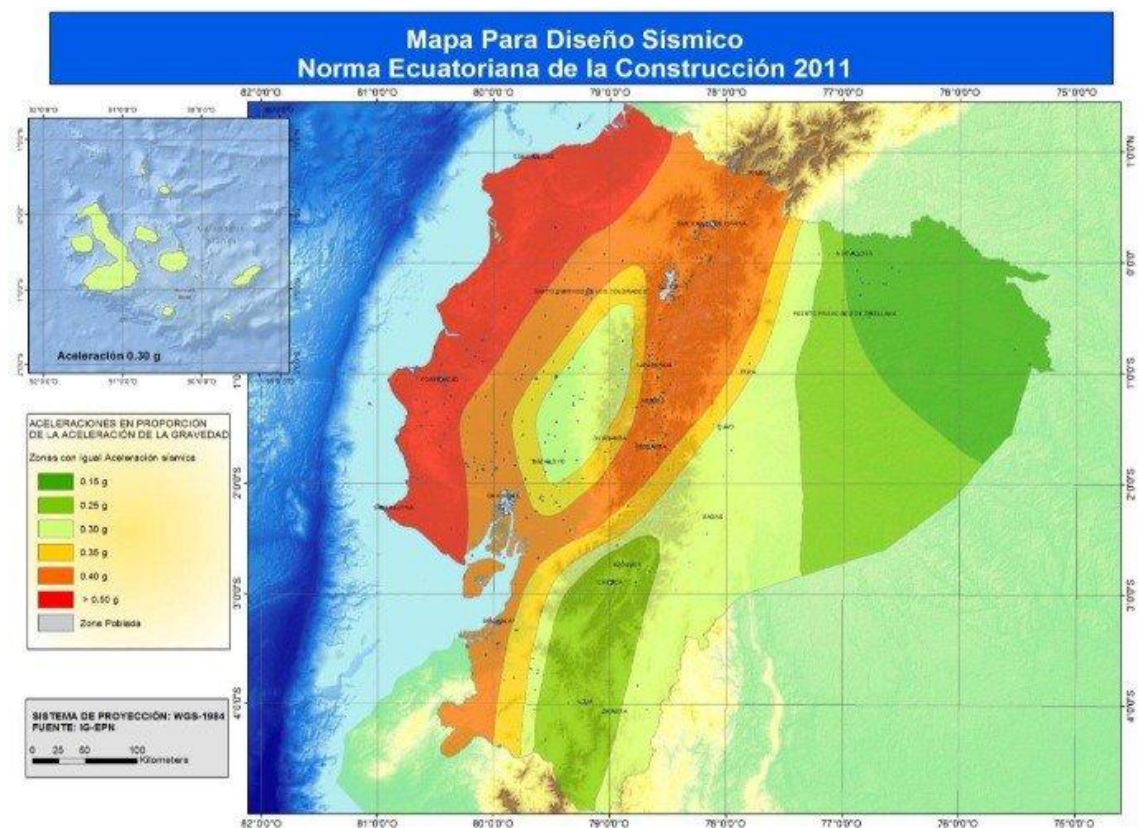


Figura 78 Mapa para diseño sísmico del Ecuador

Tabla 8 Zonas sísmicas para propósitos de diseño

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC 2011

Ecuador se divide en 6 zonas sísmicas, caracterizadas por el valor del factor z. El factor z representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño. Para el diseño sísmico se utilizó un factor z de 0,5 que pertenece a una caracterización de amenaza sísmica muy alta, en razón de que los modelos estructurales están ubicados en la costa ecuatoriana, parroquia Pedernales, cantón Pedernales

SISMO DE DISEÑO

Es un evento sísmico que tiene un período de retorno de 475 años y que está determinado a partir del mapa de peligro sísmico. Los efectos dinámicos del sismo de diseño se modelan a través de un espectro de respuesta para diseño

ESPECTRO DE RESPUESTA

Representa los efectos dinámicos del sismo de diseño, es una envolvente de varios espectros de respuesta de aceleración. El espectro es propio de la zona sísmica y del tipo de suelo para el que se va a diseñar la estructura, tiene un rango donde la aceleración es constante.

Los datos del espectro obtienen a partir de la zona sísmica de la parroquia Pedernales y el tipo de suelo es extraído del estudio de suelos. Los cálculos para los factores F_a , F_d , F_s , I , R , se realizan conforme a lo indicado en la norma NEC, en el capítulo de Peligro Sísmico

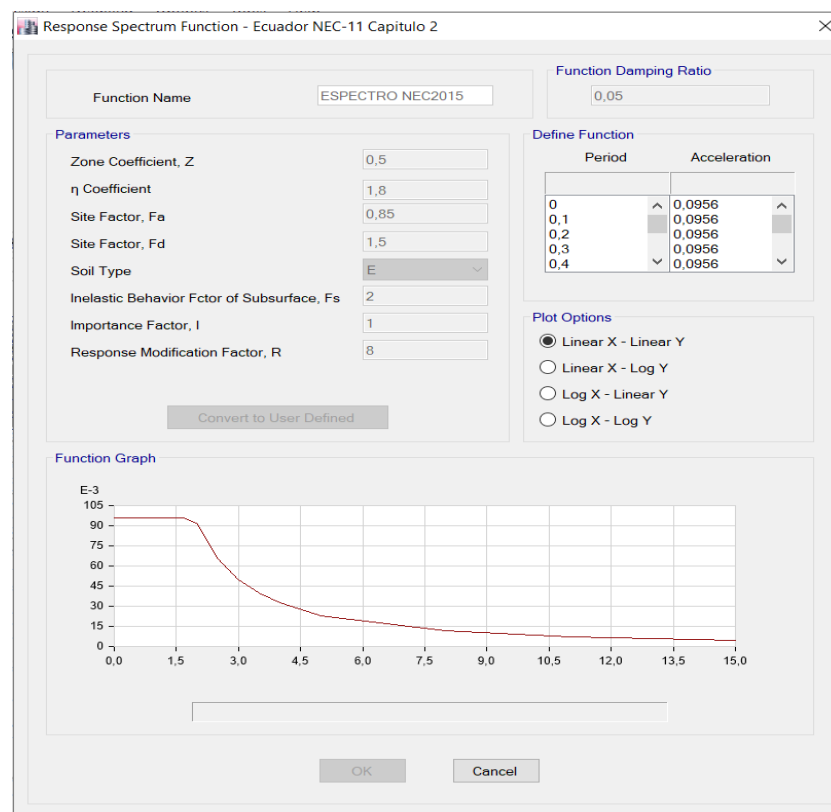


Figura 79 Espectro de respuesta en "X" y "Y"

4.2.6 CORTANTE BASAL Y DERIVAS DE PISO

CORTANTE BASAL

Es una fuerza lateral de corte que se produce en la base de la estructura como efecto del sismo, que posteriormente se distribuye en todos los pisos de la estructura en proporción a sus rigideces

VIVIENDA TIPO 1

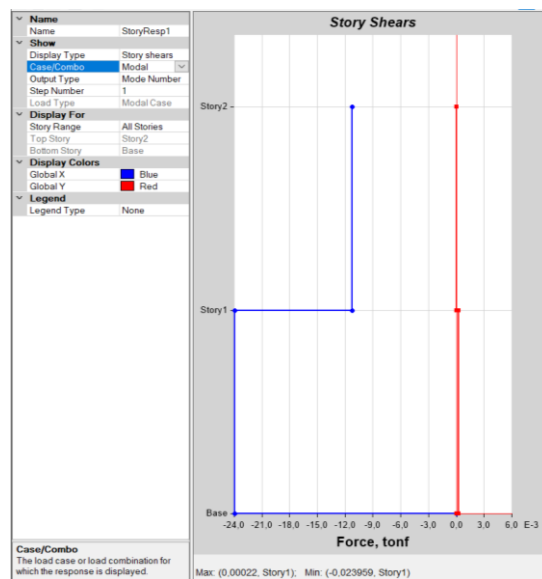


Figura 80 Cortante basal modal

VIVIENDA TIPO 2

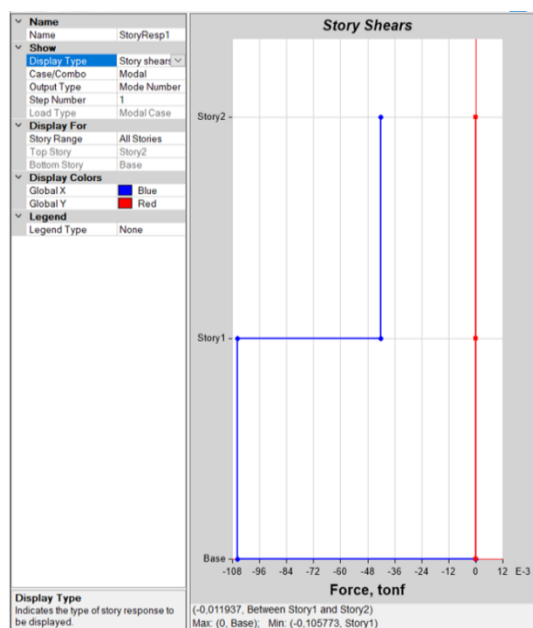


Figura 81 Cortante basal modal

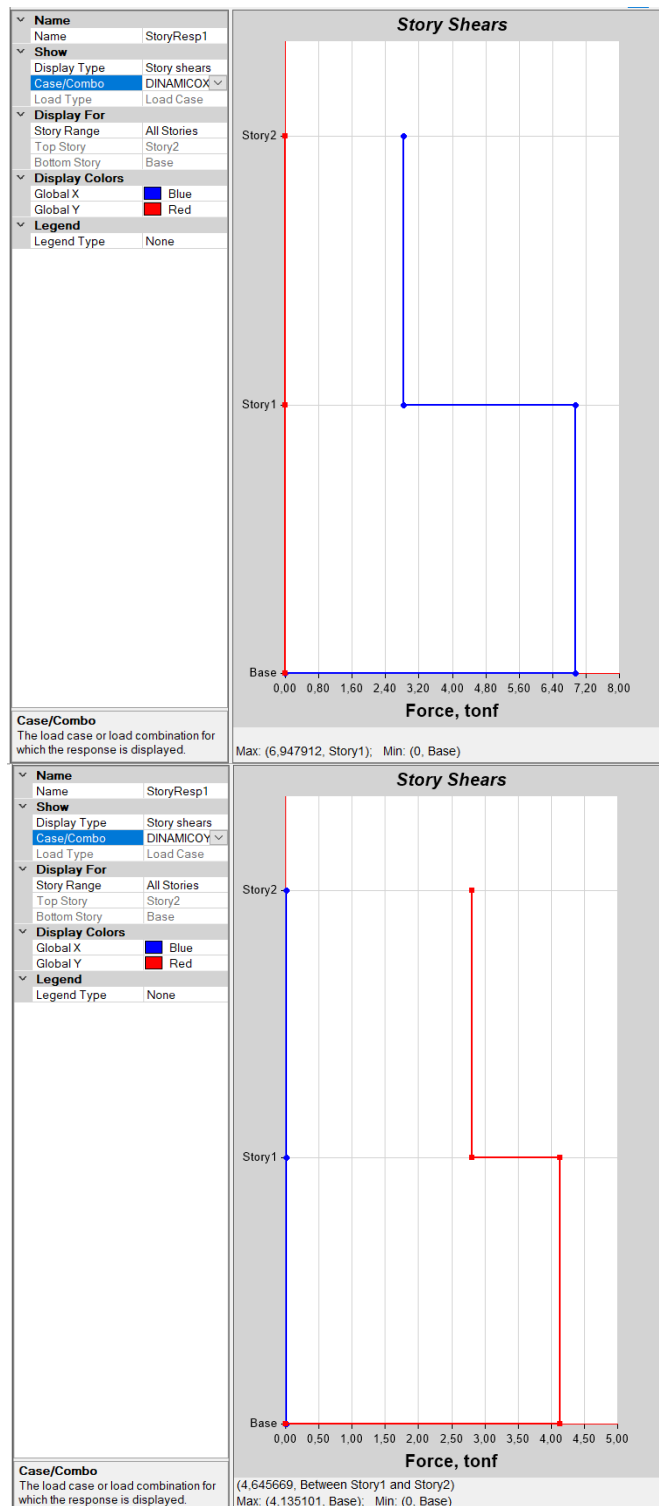


Figura 82 Cortante basal dinámico en sentido “X” y “Y”

DERIVAS DE PISO

Son los desplazamientos relativos medidos en la misma línea de acción de dos nudos entre pisos divididos para la altura de dichos pisos

VIVIENDA TIPO 1

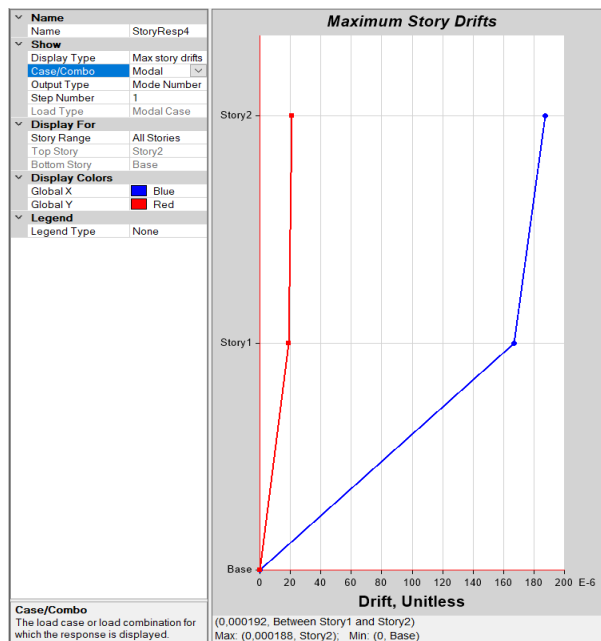


Figura 83 Derivas de piso

VIVIENDA TIPO 2

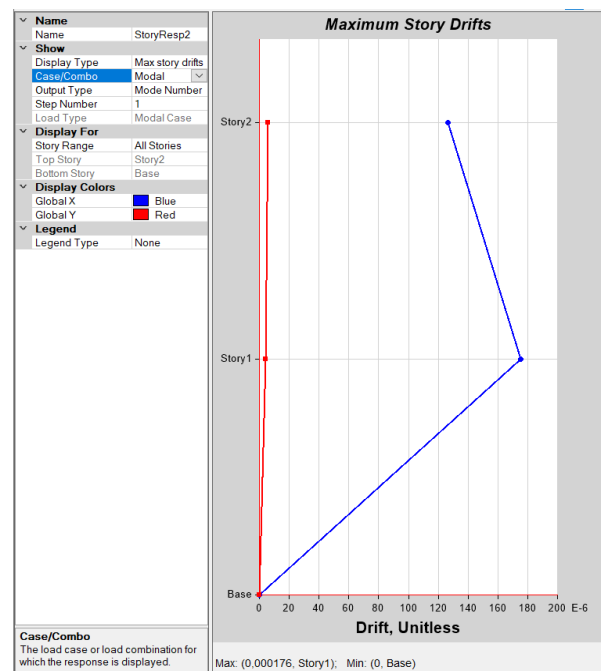


Figura 84 Derivas de piso

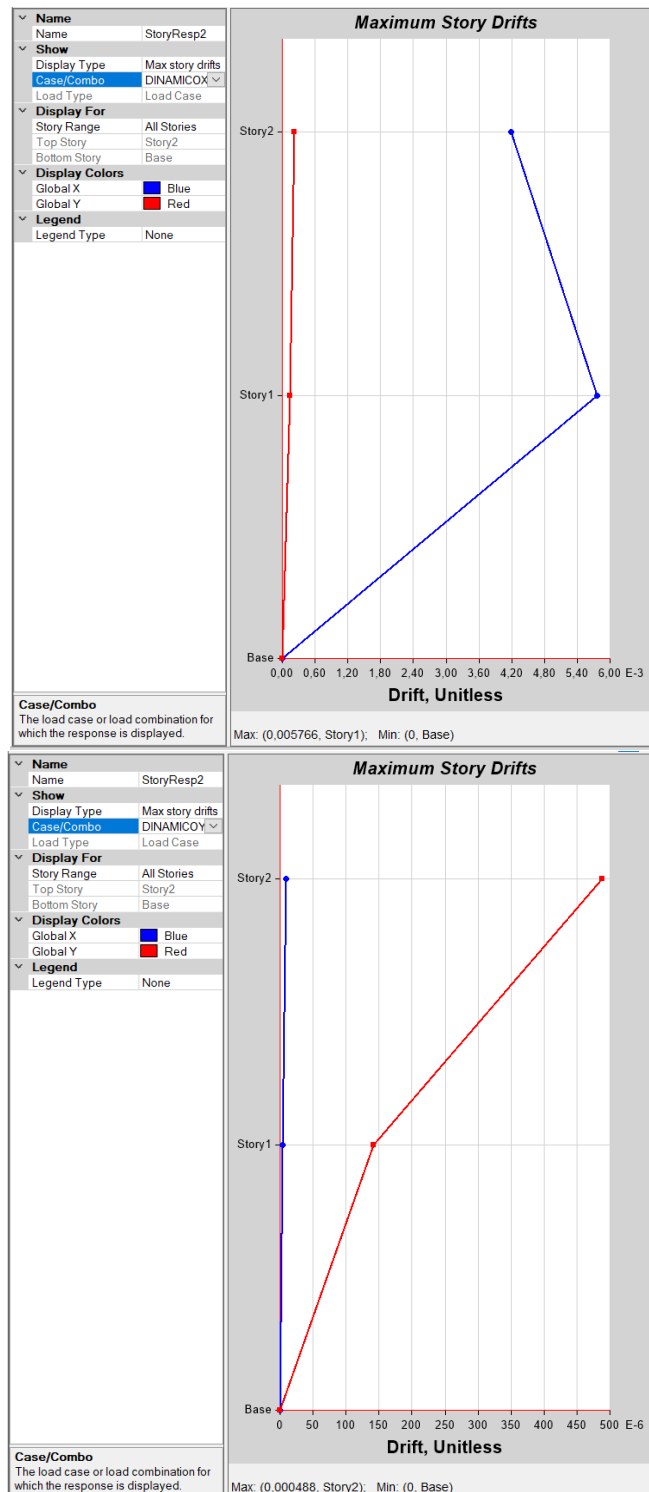


Figura 85 Derivas, análisis dinámico en sentido “X” y “Y”

CAPÍTULO 5
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS TIPO 1 Y 2

5.1 MODELOS DEFINITIVOS

Las siguientes imágenes muestran los modelos estructurales definitivos de las 2 tipologías de vivienda con sus respectivos elementos de refuerzo; estos son: vigas, columnas y riostras. A través de la adición de los refuerzos se consigue que la estructura existente de los contenedores resista las cargas gravitacionales y sísmicas a las que está sometida.

VIVIENDA TIPO 1

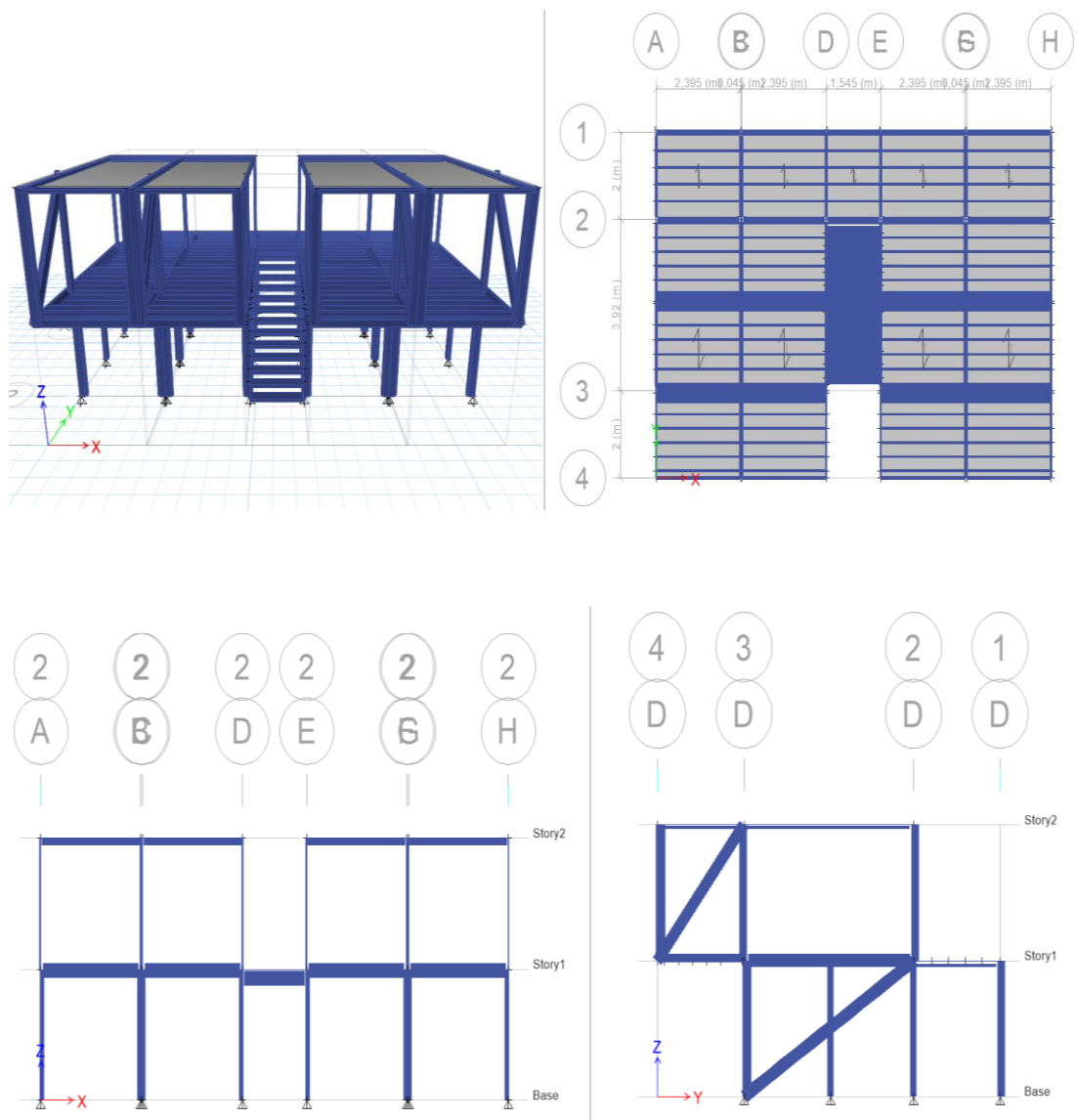


Figura 86 Modelo definitivo

VIVIENDA TIPO 2

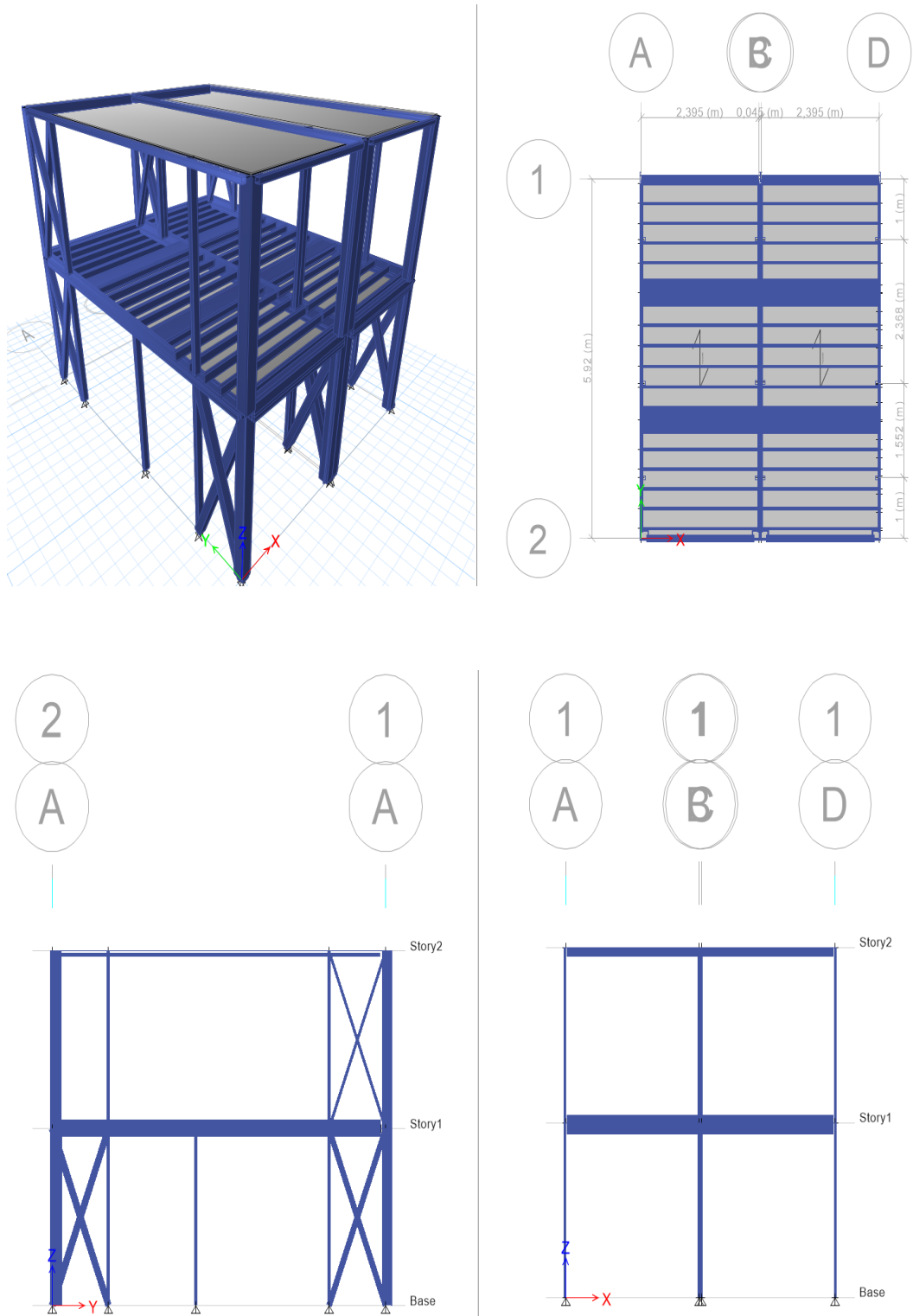


Figura 87 Modelo definitivo

5.2 CHEQUEO DE EFICIENCIA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERESTRUCTURA (CÁLCULO EN ETABS)

Las ilustraciones mostradas a continuación representan la eficiencia de las estructuras, la gama de colores ubicada en la parte inferior de cada ilustración muestra la relación demanda capacidad de cada uno de los elementos estructurales, en ella, los valores de 0 a 0,5 representan a elementos estructurales con alta resistencia que pueden soportar más carga de la asignada y los valores de 0,95 a 1 representan a elementos estructurales diseñados para resistir únicamente la carga asignada. En el diseño, ningún elemento pasa de 1, esto significa que no existen fallas estructurales y que toda la estructura resiste las cargas asignadas

Los elementos con valores de 0 a 0,5 tienen mucha resistencia, pero no son económicos, los de 0,95 a 1 tienen resistencia óptima y son económicos. En el presente trabajo no se considera factible disminuir las secciones de los elementos con valores de 0 a 0,5 porque se está trabajando sobre estructuras existentes recicladas y una modificación de estas supondría mayores gastos en la construcción

VIVIENDA TIPO 1

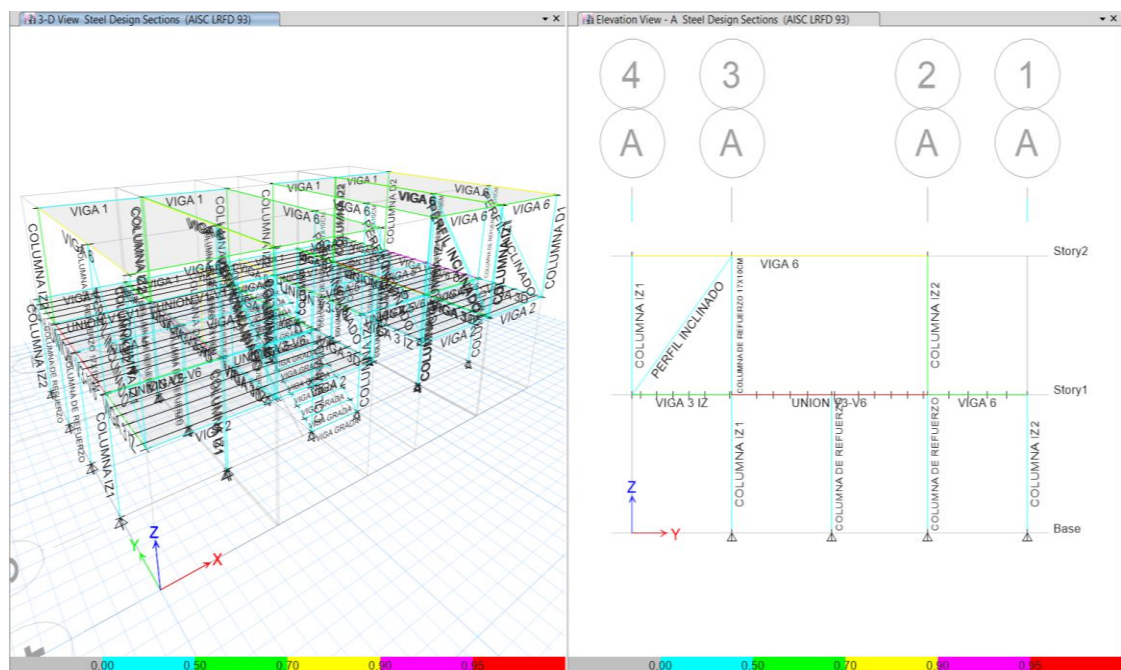


Figura 88 Chequeo de eficiencia de diseño en los elementos estructurales

VIVIENDA TIPO 2

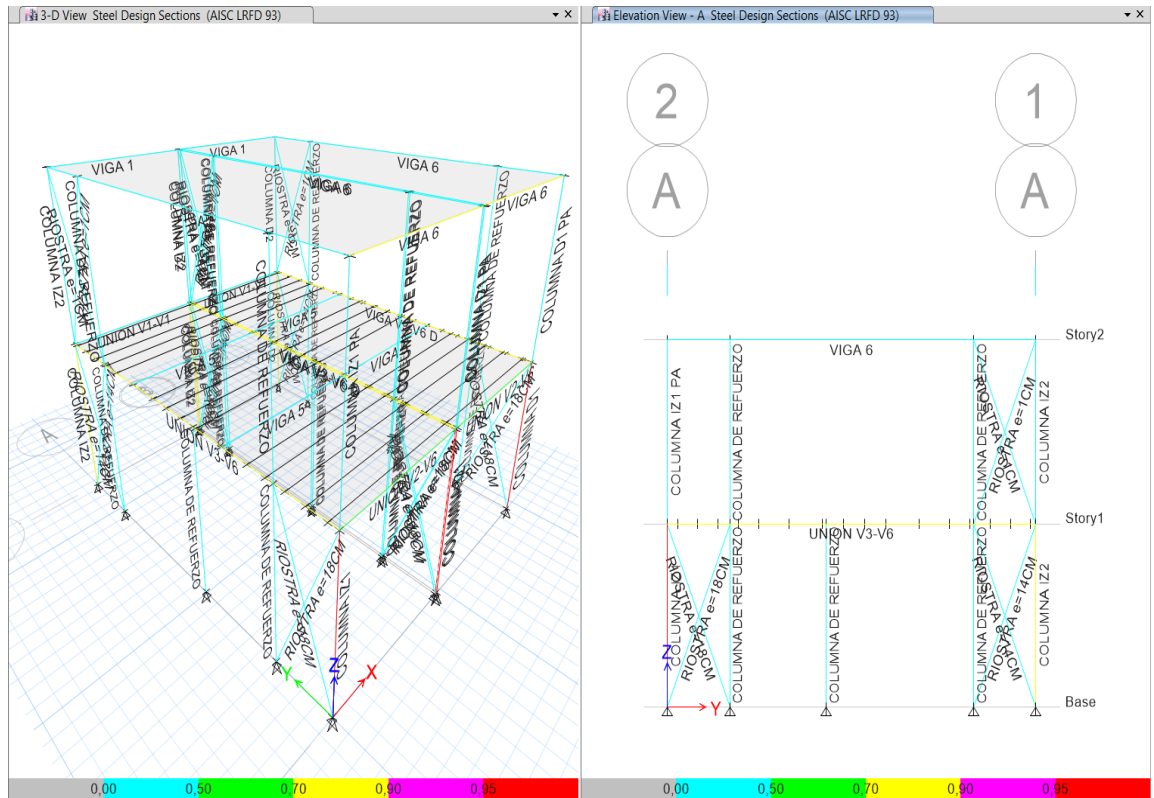


Figura 89 Chequeo de eficiencia de diseño en los elementos estructurales

5.3 DIMENSIONAMIENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL ASISTIDO POR EL COMPUTADOR

VIVIENDA TIPO 1

COLUMNA REFORZADA

ETABS 2016 Steel Frame Design

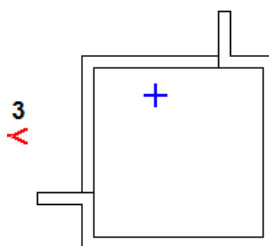


Figura 90 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica

Tabla 9 Detalles de elementos

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C17	14	2,295	DStIS8	Moment Resisting Frame	COLUMN IZ1	Non-Compact

Tabla 10 Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 11 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,0052	0,000023	0,067	0,000166	0,0023	0,000289

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0,000013	0,000023	0,067	0,000166	0,0023	0,000289	

Tabla 12 Propiedades de los materiales

E (tonf/m²)	f_y (tonf/m²)	α
20389019, 16	25310,51	90

Tabla 13 Demanda / capacidad proporción (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio_{Major}	Flexural Ratio_{Minor}
0,267	0,045 +	0,067 +	0,155

Tabla 14 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)
2,295	-2,5449	0,2527	-0,5889	-0,1101	0,2566

Tabla 15 Fuerza axial y capacidades

P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
2,5449	28,4573	118,1323

Tabla 16 Momentos último

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	0,2527	3,7897
Minor Bending	0,5889	3,7897

Tabla 17 Cortante ultimo

	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0,1101	32,0306	0,003
Minor Shear	0,2566	32,0306	0,008

UNION VIGA V3-V6

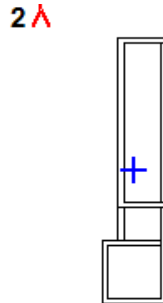


Figura 91 Norma AISC, método LRFD 93, cheque de la sección metálica

Tabla 18 Detalles de elementos

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B13	17	0,105	DStIS2	Moment Resisting Frame	UNION V3-V6	Non-Compact

Tabla # 19: Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 19 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,0021	0,000008	0,06275	0,000052	0,0005	0,000111

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0,000002	0,000001	0,01905	0,000021	0,0015	0,000038	

Tabla 20 Propiedades de los materiales

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	A
20389019,16	25310,51	NA

Tabla 21 Demanda / capacidad proporción (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio_{Major}	Flexural Ratio_{Minor}
0,963	4,5E-04 +	0,963 +	3,948E-04

Tabla 22 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)
0,105	0,0435	-1,1511	-0,0002	-1,2306	-0,0002

Tabla 23 Fuerza axial y capacidades

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0,0435	43,5541	48,3843

Tabla 24 Momentos último

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	1,1511	1,1957
Minor Bending	0,0002	0,4743

Tabla 25 Cortante último

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1,2306	20,1652	0,061
Minor Shear	0,0002	7,2682	2,777E-05

COLUMNA DE REFUERZO

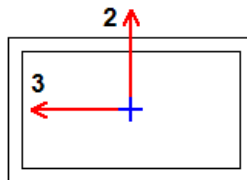


Figura 92 Norma AISC, método LRFD 93, cheque de la sección metálica

Tabla 26 Detalles de elementos (Parte 1 de 2)

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type
Story2	C17	230	0	DStIS2	Moment Resisting Frame

Tabla 27 Detalle de elementos (Parte 2 de 2)

Section	Classification
COLUMNA DE REFUERZO 17X10CM	Compact

Tabla 28 Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 29 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,005	0,000008	0,03941	0,000155	0,0032	0,000185

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0,000017	0,000018	0,06073	0,000217	0,002	0,000273	

Tabla 30 Propiedades de los materiales

E (tonf/m²)	f_y (tonf/m²)	α
20389019, 16	25310,51	90

Mensaje de verificación del esfuerzo - $kl/r > 200$

Tabla 31 Demanda / capacidad proporción (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio_{Major}	Flexural Ratio_{Minor}
0,32	0,087 +	0,002 +	0,231

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)
0	-1,3352	-0,0071	-1,4326	-0,0047	-0,755

Tabla 32 Fuerza axial y capacidades

P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
1,3352	7,6613	113,8973

Tabla 33 Momentos último

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	0,0071	4,2142
Minor Bending	1,4326	6,2074

Tabla 34 Cortante último

	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0,0047	26,8324	1,739E-04
Minor Shear	0,755	43,7845	0,017

VIVIENDA TIPO 2

COLUMNA REFORZADA

ETABS 2016 Steel Frame Design

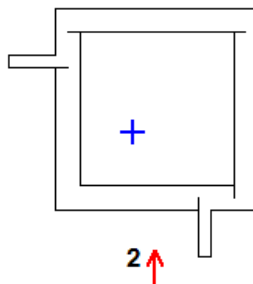


Figura 93 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica

Tabla 35 Detalles de elementos

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C1	95	2,295	DStlS27	Moment Resisting Frame	COLUMN A D1	Non-Compact

Tabla 36 Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 37 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,0095	0,000042	0,06683	0,000325	0,0057	0,000574

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0,000052	0,000038	0,06328	0,000307	0,0042	0,000538	

Tabla 38 Propiedades de los materiales

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	α
20389019,16	25310,51	NA

Mensaje de verificación del esfuerzo - $kl/r > 200$

Tabla 39 Demanda / capacidad proporción (H1-1a)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio _{Major}	Flexural Ratio _{Minor}
1,003	0,712 +	0,283 +	0,007

Tabla 40 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1a)

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)
2,295	-5,6569	2,363	0,0569	-1,0615	-0,0233

Tabla 41 Fuerza axial y capacidades

P _u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
5,6569	7,9429	215,7756

Tabla 42 Momentos último

	M _u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	2,363	7,4115
Minor Bending	0,0569	6,9877

Tabla 43 Cortante último

	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1,0615	57,6217	0,018
Minor Shear	0,0233	78,4499	2,975E-04

UNION VIGA V3-V6

Ilustración # 96: Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica

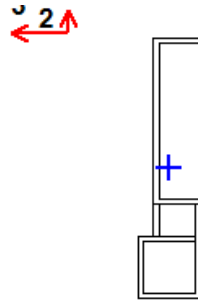


Figura 94 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica

Tabla 44 Detalles de elementos

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B1	11	4,92	DStIS2	Moment Resisting Frame	UNION V3-V6	Non-Compact

Tabla 45 Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c, Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 46 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,0003	0,000002	0,07881	0,000013	0,0001	0,000018

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
1,964E-07	1,133E-07	0,01872	0,000004	0,0002	0,000004	

Tabla 47 Propiedades de los materiales

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	α
20389019,16	25310,51	NA

Tabla 48 Demanda / capacidad proporción (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio _{Major}	Flexural Ratio _{Minor}
0,812	0,002 +	0,803 +	0,008

Tabla 49 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1a)

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)
4,92	0,0263	-0,2444	0,0006	0,6878	8,179E-06

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C _m	B ₁	B ₂	C _b
Major Bending	0,4	1	1	1	1	2,523
Minor Bending	0,091	1	1	1	1	

Tabla 50 Fuerza axial y capacidades

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
0,0263	6,6307	7,3625

Tabla 51 Momentos último

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n Capacity (tonf-m)
Major Bending	0,2444	0,3045
Minor Bending	0,0006	0,0821

Tabla 52 Cortante último

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0,6878	2,4276	0,283
Minor Shear	8,179E-06	1,8355	0

RIOSTRA

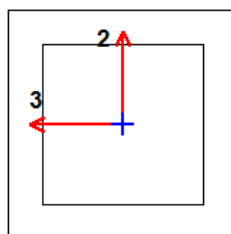


Figura 95 Norma AISC, método LRFD 93, chequeo de la sección metálica

Tabla 53 Detalles de elementos

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	D2	108	1,36721	DStIS27	Moment Resisting Frame	RIOSTRA e=18CM	Compact

Tabla 54 Parámetros de códigos de diseño

Φ_b	Φ_c	Φ_t	Φ_v	$\Phi_{c,Angle}$
0,9	0,85	0,9	0,9	0,9

Tabla 55 Propiedades de la sección

A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	r ₃₃ (m)	S ₃₃ (m ³)	A _{v3} (m ²)	Z ₃₃ (m ³)
0,0073	0,000013	0,04228	0,000219	0,0042	0,000284

J (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	r ₂₂ (m)	S ₂₂ (m ³)	A _{v2} (m ²)	Z ₂₂ (m ³)	C _w (m ⁶)
0,000019	0,000013	0,04228	0,000219	0,0042	0,000284	

Tabla 56 Propiedades de materiales

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	A
20389019,16	25310,51	NA

Tabla 57 Demanda / capacidad proporción (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio_{Major}	Flexural Ratio_{Minor}
0,072	0,01 +	0,011 +	0,052

Tabla 58 Fuerza axial, cortes y momentos últimos (H1-1b)

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)
1,36721	-2,4785	-0,0681	-0,335	0,0911	-0,1919

Tabla 59 Fuerza axial y capacidades

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
2,4785	126,7779	167,2923

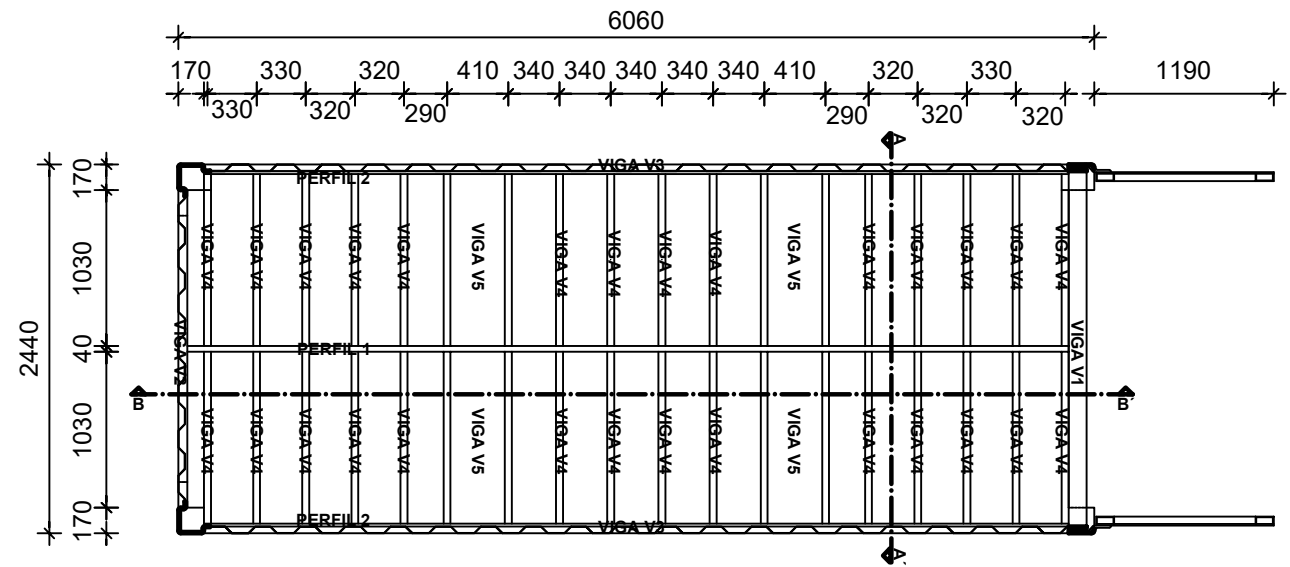
Tabla 60 Momentos último

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)
Major Bending	0,0681	6,4654
Minor Bending	0,335	6,4654

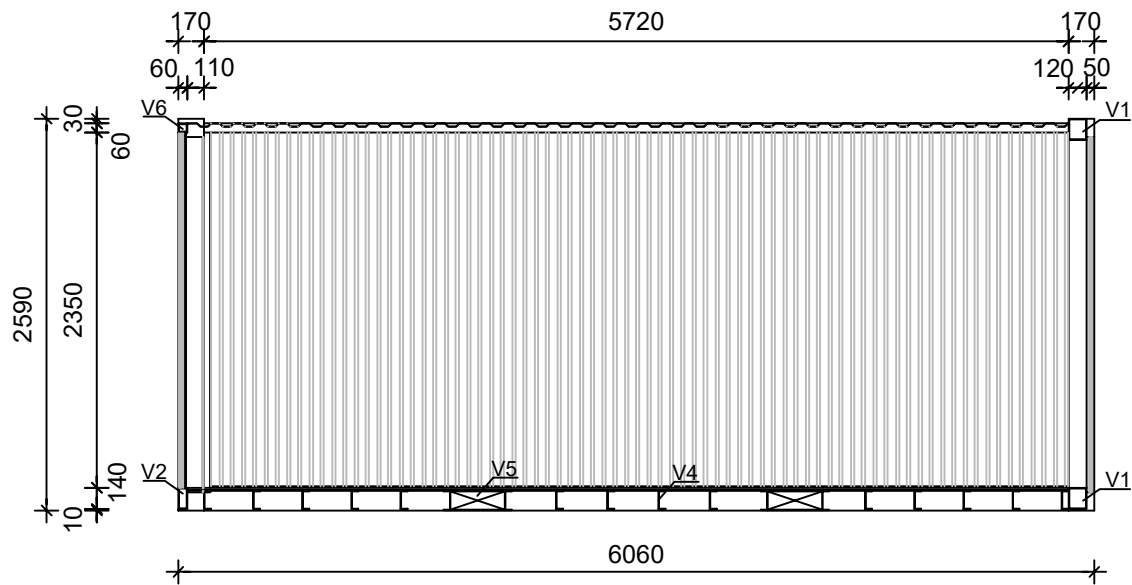
Tabla 61 Cortante último

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0,0911	56,7317	0,002
Minor Shear	0,1919	56,749	0,003

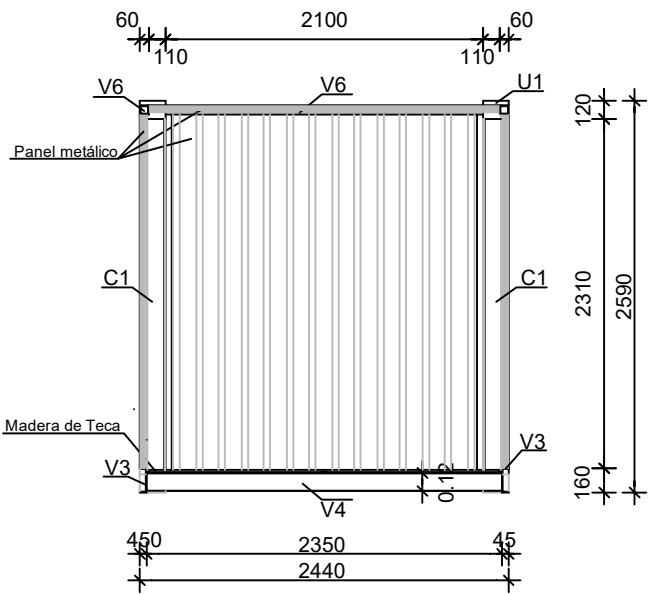
ESTRUCTURA DE UN CONTENEDOR



PLANTA DE UN CONTENEDOR
ESC: 1-50

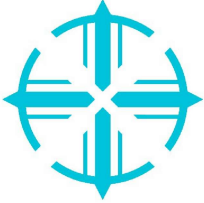


CORTE B-B'
ESC: 1-50



CORTE A-A'
ESC: 1-50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTA DE UN CONTENEDOR
- CORTES

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

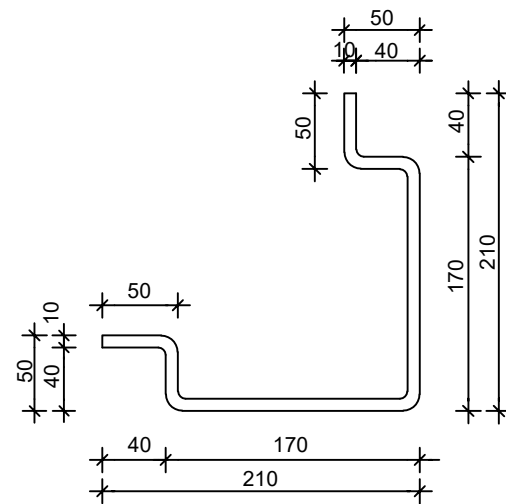
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

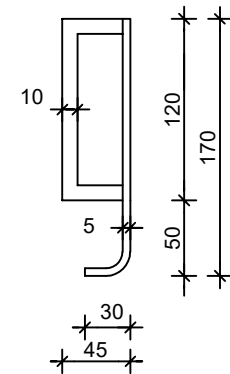
12

23

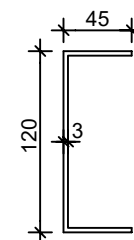
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN CONTENEDOR



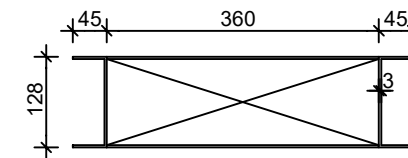
COLUMNA C1
ESC: 1-5



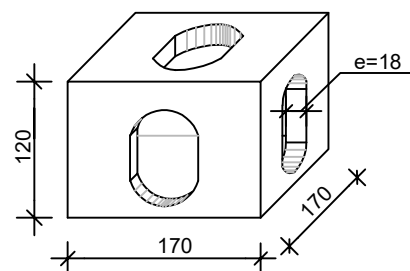
COLUMNA C2
ESC: 1-5



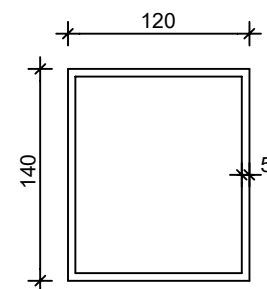
VIGA V4
ESC: 1-5



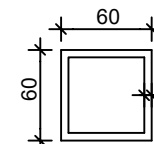
VIGA V5
ESC: 1-10



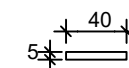
UNION U1
SIN ESCALA



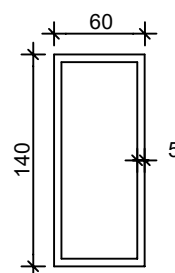
VIGA V1
ESC: 1-5



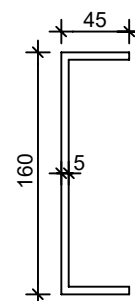
VIGA V6
ESC: 1-5



PERFIL P1
ESC: 1-5



VIGA V2
ESC: 1-5

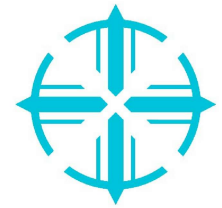


VIGA V3
ESC: 1-5



PERFIL P2
ESC: 1-5

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- ELEMENTOS ESTRUCTURALES UN
CONTENEDOR

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

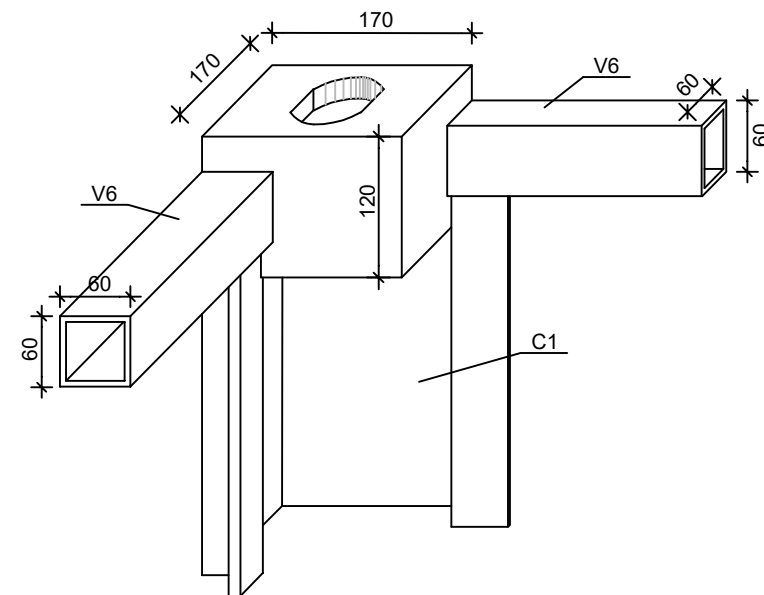
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

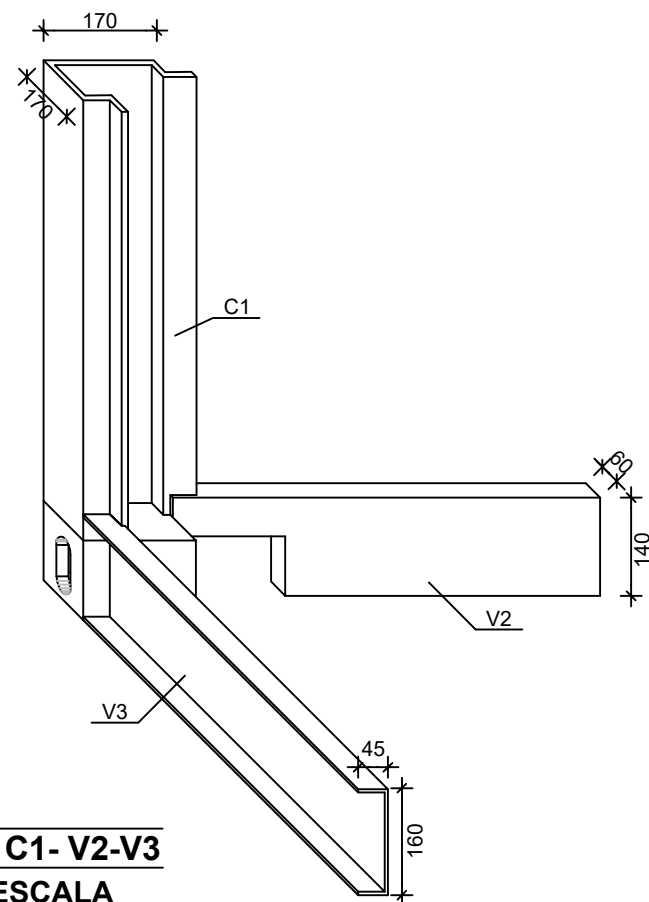
13

23

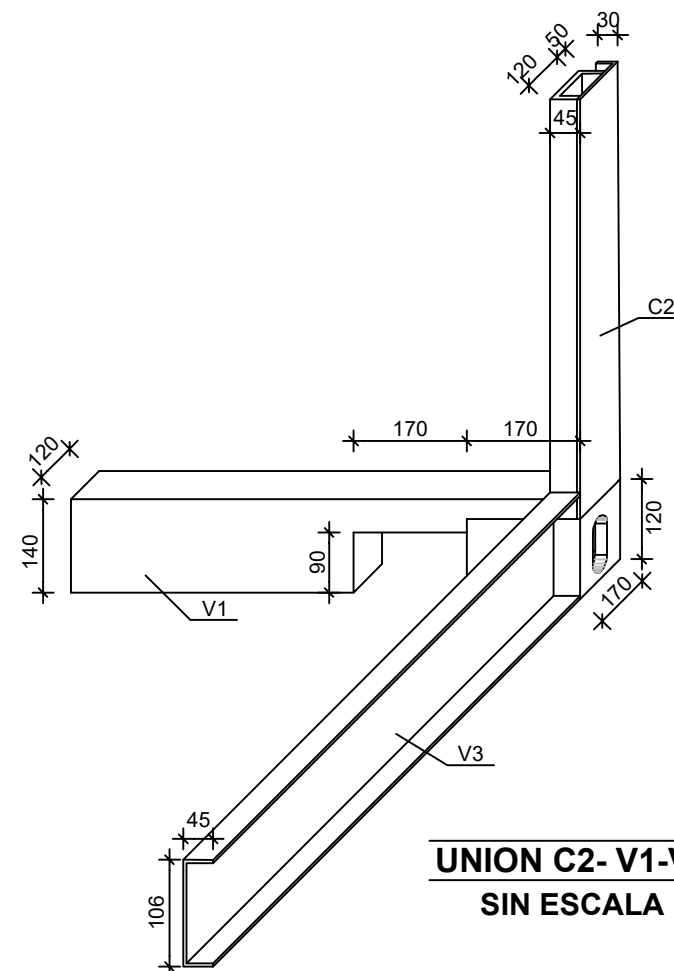
UNIONES DE ESQUINA DE UN CONTENEDOR



UNION C1- V6-V6
SIN ESCALA

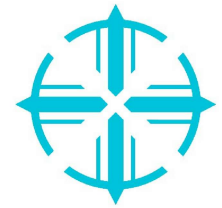


UNION C1- V2-V3
SIN ESCALA



UNION C2- V1-V3
SIN ESCALA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- UNIONES DE ESQUINA DE UN
CONTENEDOR

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

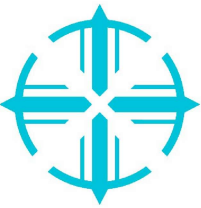
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

14

23



TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- LOSA N+0.74
- LOSA N+3.19 Y N+3.31

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

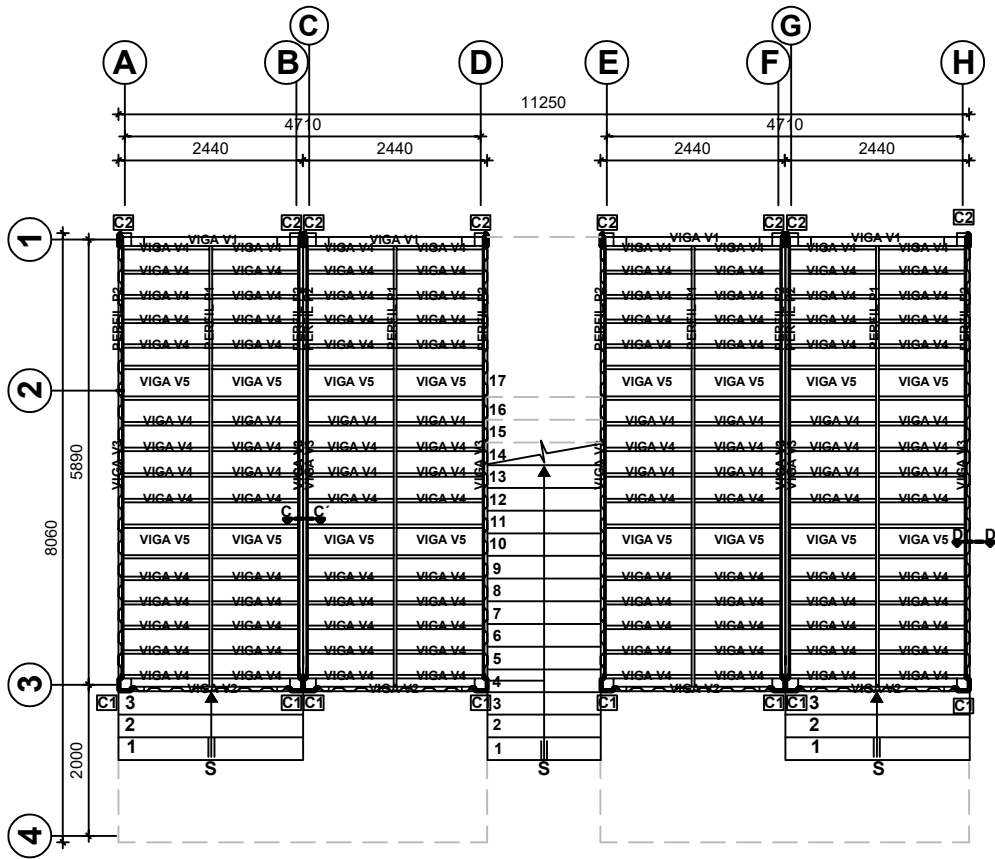
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

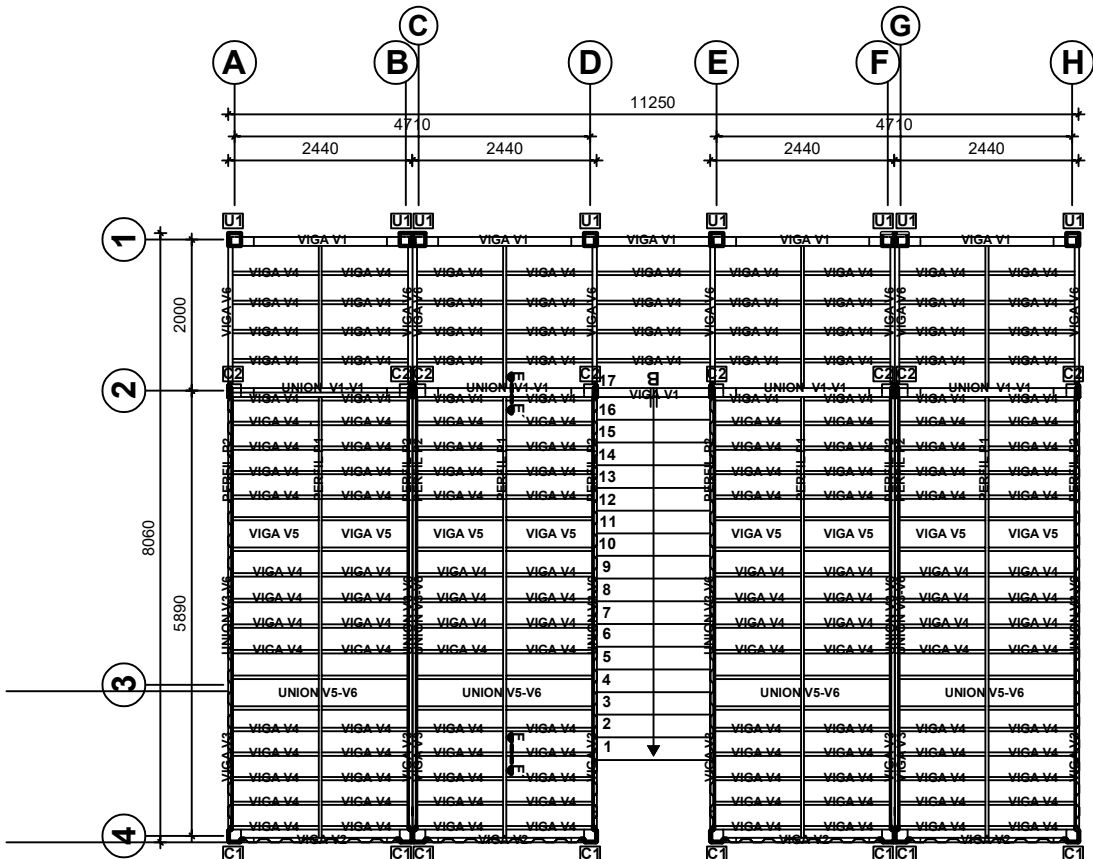
15

23

VIVIENDA TIPO 1

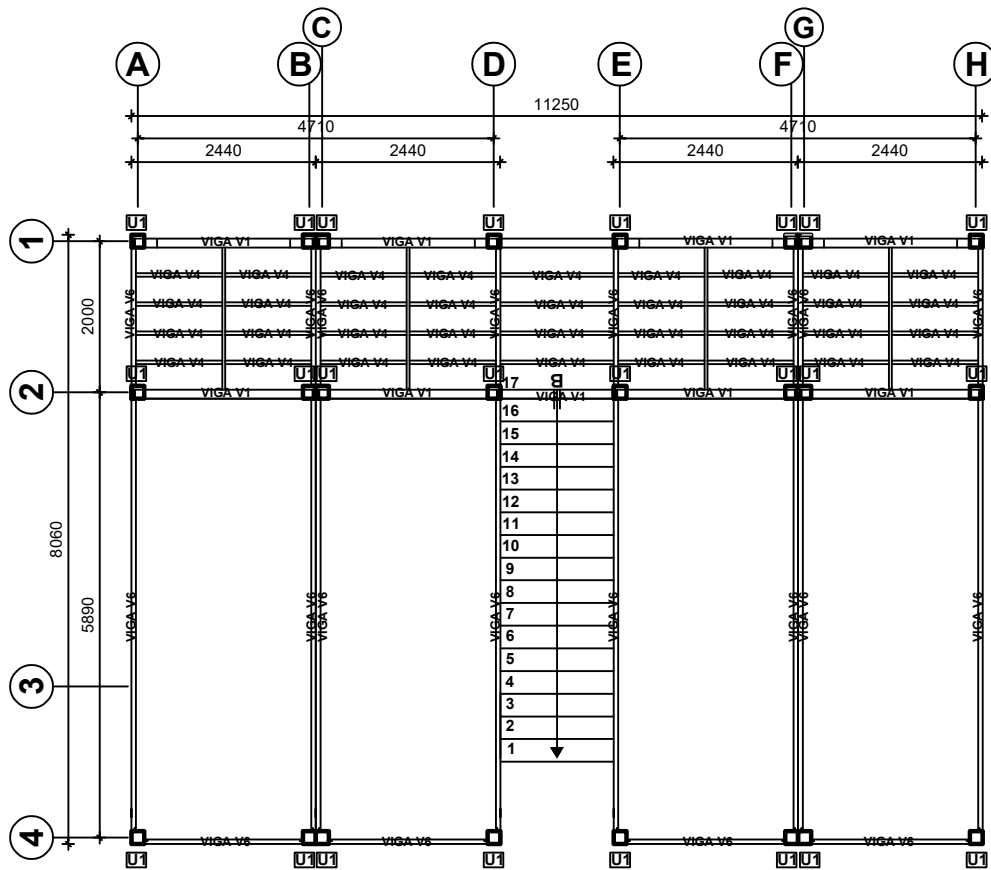


LOSA N+0.74
ESC: 1-100



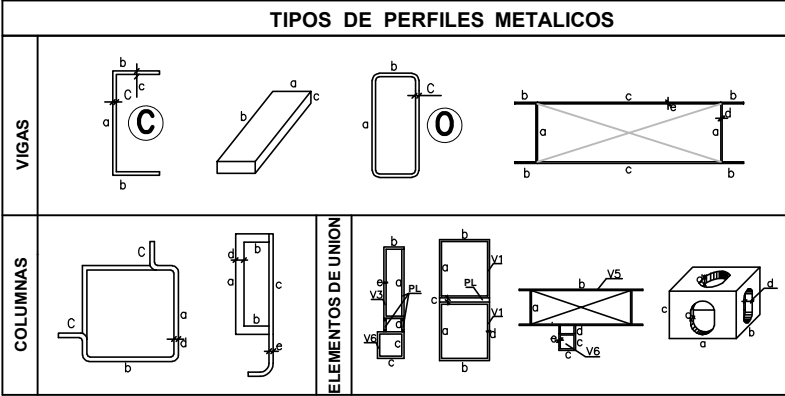
LOSA N+3.19 Y N+3.31
ESC: 1-100

VIVIENDA TIPO 1






LOSA N+5.78
ESC: 1-75

TIPOS DE PERFILES METALICOS

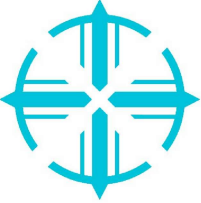


PLANILLA DE PERFILES

PLANILLA DE PERFILES								
MARCA	TIPO	DIMENSIONES (m)					LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)
		a	b	c	d	e		
LOSA N+0.74								
V1	O	0.14	0.12	0.005			9.40	192.10
V2	O	0.14	0.06	0.005			8.40	132.05
V3	C	0.16	0.045	0.005			45.74	449.40
V4	C	0.12	0.045	0.003			131.6	651.66
V5	COMPUESTA	0.128	0.045	0.36	0.003	0.003	18.80	512.46
P1		0.04		0.005			23.31	36.64
P2		0.02		0.005			45.74	35.95
U1		0.17	0.17	0.12	0.018			284.52
LOSA N+3,19 y N+3,31								
V1	O	0.14	0.12	0.005			12.40	253.41
V2	O	0.14	0.06	0.005			8.40	132.05
V3	C	0.16	0.045	0.005			14.64	143.84
V4	C	0.12	0.045	0.003			174.72	865.18
V5	COMPUESTA	0.128	0.045	0.36	0.003	0.003	9.40	27.26
U V3-V6	COMPUESTA	0.16	0.045	0.060	0.030	0.005	31.04	866.11
U V1-V1	COMPUESTA	0.14	0.120	0.010	0.005		9.40	472.86
U V5-V6	COMPUESTA	0.128	0.405	0.060	0.030	0.005	9.40	504.63
P1		0.04		0.005			30.83	48.46
P2		0.02		0.005			60.38	47.46
U1		0.17	0.17	0.12	0.018			235.8
LOSA N+5.78								
V1	O	0.14	0.12	0.005			10.91	222.96
V6	O	0.06	0.06	0.005			54.16	510.84
U1		0.17	0.17	0.12	0.018		0.005	117.9
COLUMNAS PLANTA BAJA								
C1	IRREGULAR	0.17	0.17	0.04	0.01		18.8	1123.04
C2	IRREGULAR	0.12	0.04	0.17	0.01	0.005	18.8	398.9
COLUMNAS PLANTA ALTA								
C1	IRREGULAR	0.17	0.17	0.04	0.01		18.8	1123.04
C2	IRREGULAR	0.12	0.04	0.17	0.01	0.005	18.8	398.9

PESO ESPECÍFICO DEL ACERO A36 = 7860 kg/m3
PESO = Peso Específico * Volumen

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- LOSA N+5.78
- PLANILLA DE PERFILES

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

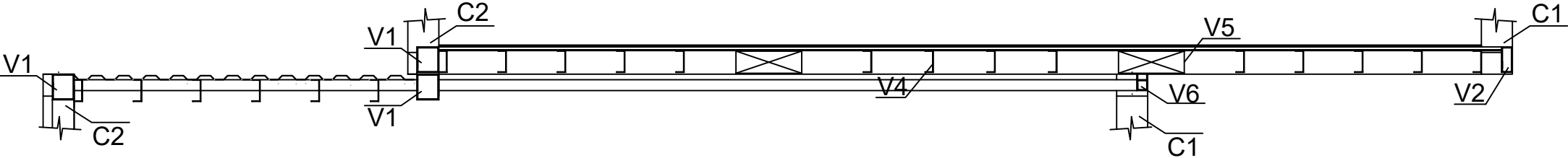
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

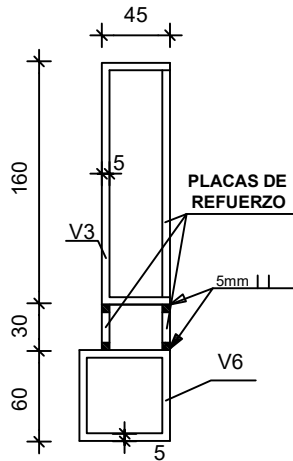
16

23

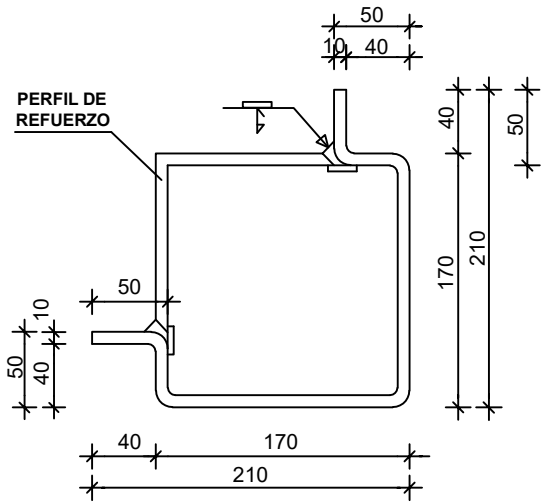
ELEMENTOS DE REFUERZO - VIVIENDA TIPO 1



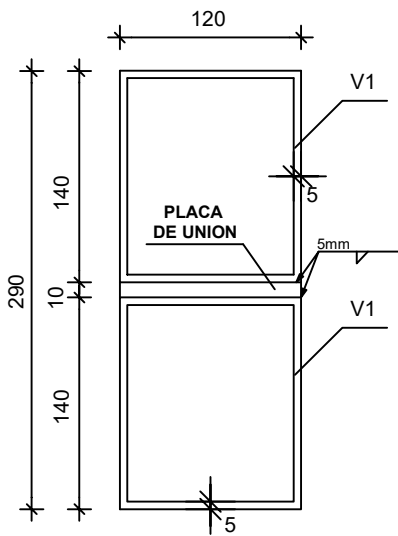
CORTE LONGITUDINAL 1er. PISO
ESC:30



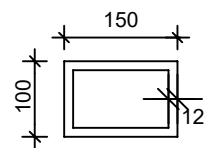
CORTE F-F'
ESC: 1-5



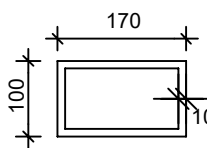
COLUMNA C1
ESC: 1-5



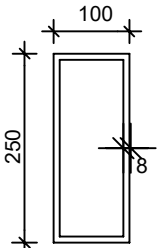
CORTE D-D'
ESC: 1-5



COLUMNA DE REFUERZO
1er. PISO
ESC: 1-5

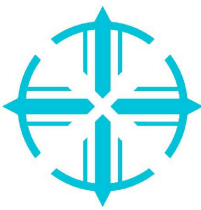


COLUMNA DE REFUERZO
2do. PISO
ESC: 1-10



PERFIL INCLINADO -
RIOSTRA
ESC: 1-10

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:
● ELEMENTOS DE REFUERZO

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

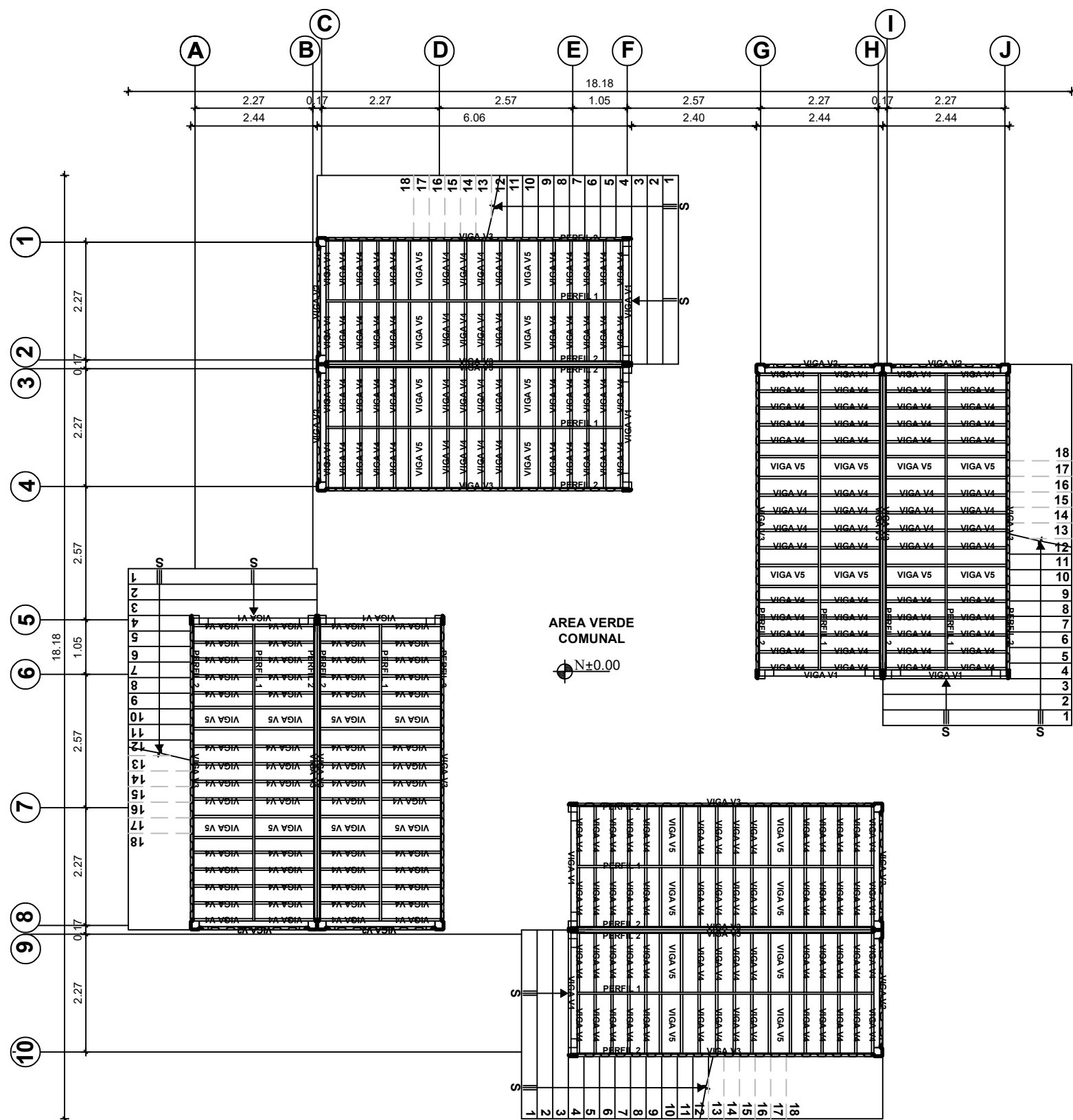
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

17

23

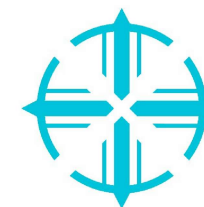
VIVIENDA TIPO 2



LOSA N+0.74

ESC: 1-100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:
● LOSA N+0.74

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

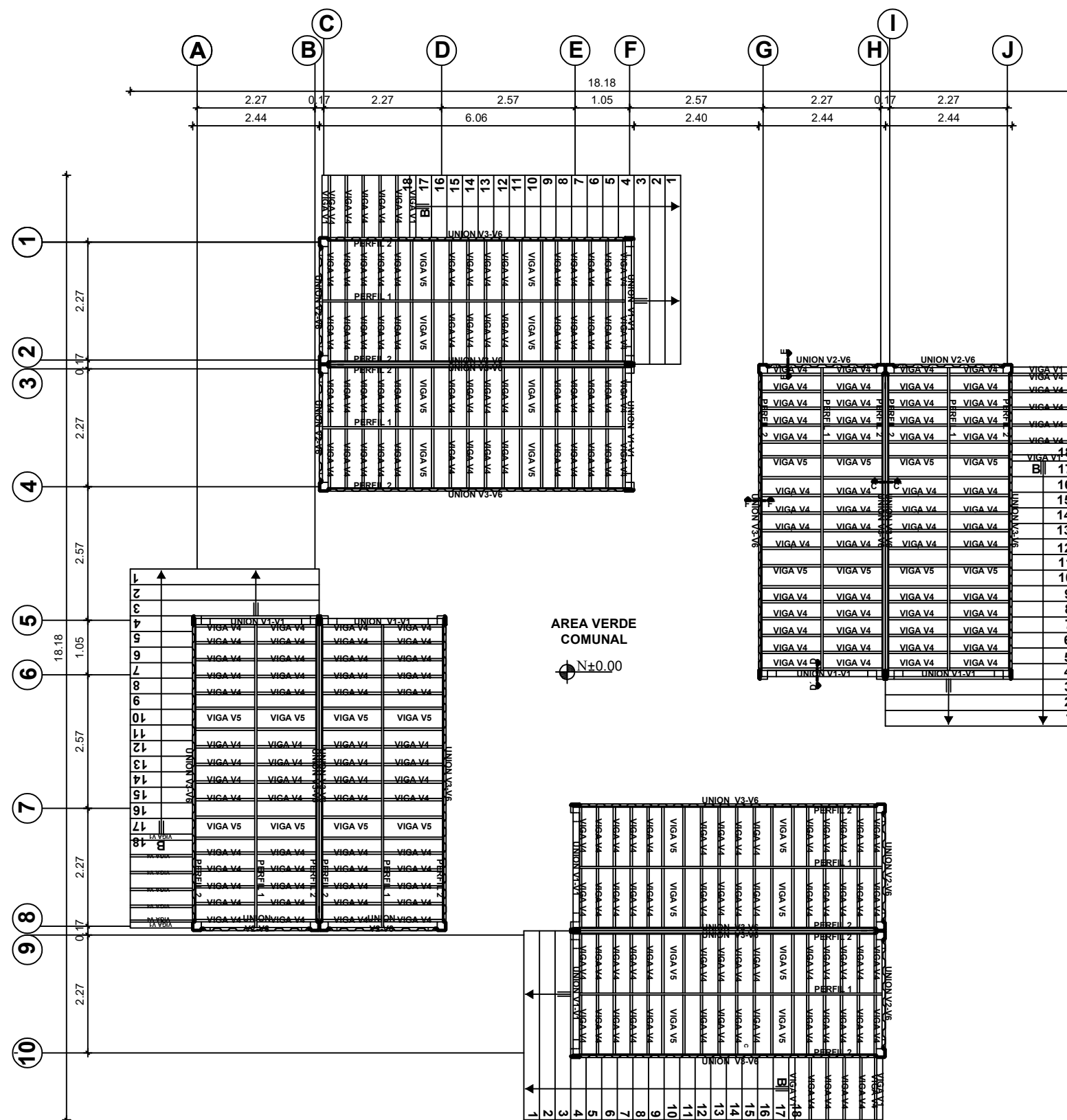
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

18

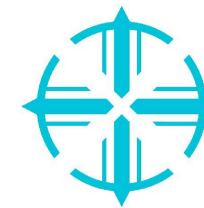
23

VIVIENDA TIPO 2



LOSA N+3.19 Y N+3.31
ESC: 1-100

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
 CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA DE CIVIL
 TESIS DE GRADO**

**TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
 ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
 BASE DE CONTENEDORES
 RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
 PEDERNALES**

CONTENIDO:
 ● LOSA N+3.19 Y N+3.31

AUTOR:
 GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
 ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
 ING. PATRICIO CASTRO
 ING. ESTUARDO PAEZ

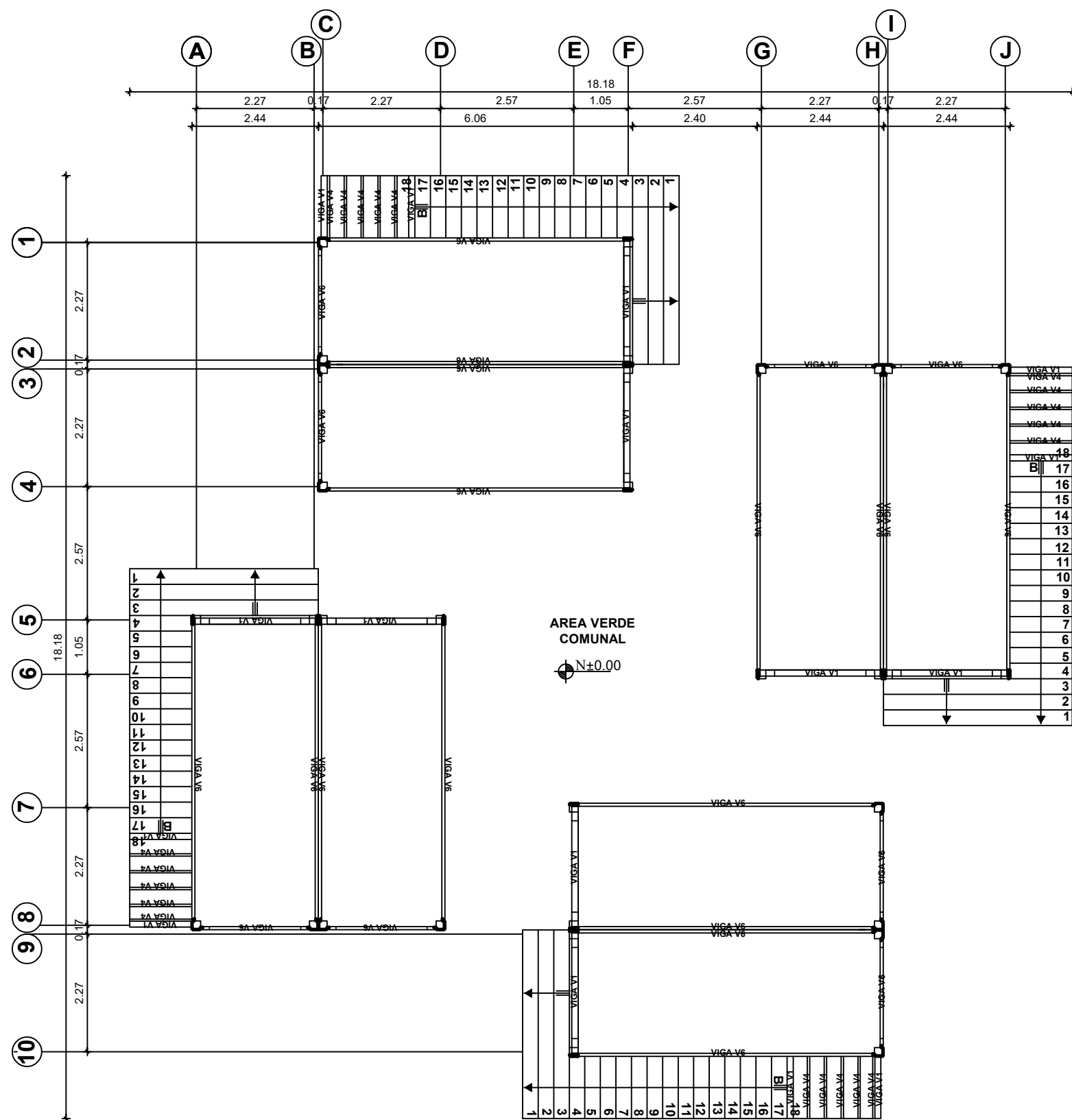
ESCALA:
 INDICADA

LÁMINA:

19

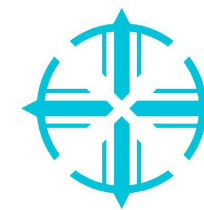
23

VIVIENDA TIPO 2



LOSA N+5.78
ESC: 1-100

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO**

**TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES**

CONTENIDO:
● LOSA N+5.78

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

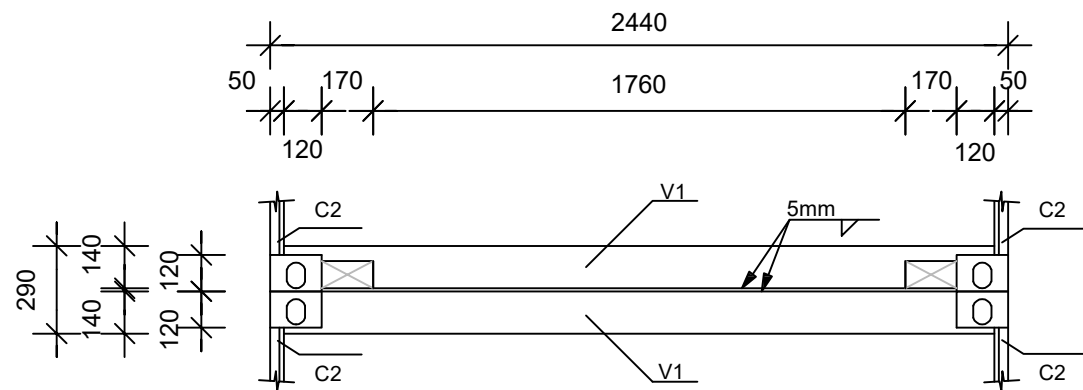
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

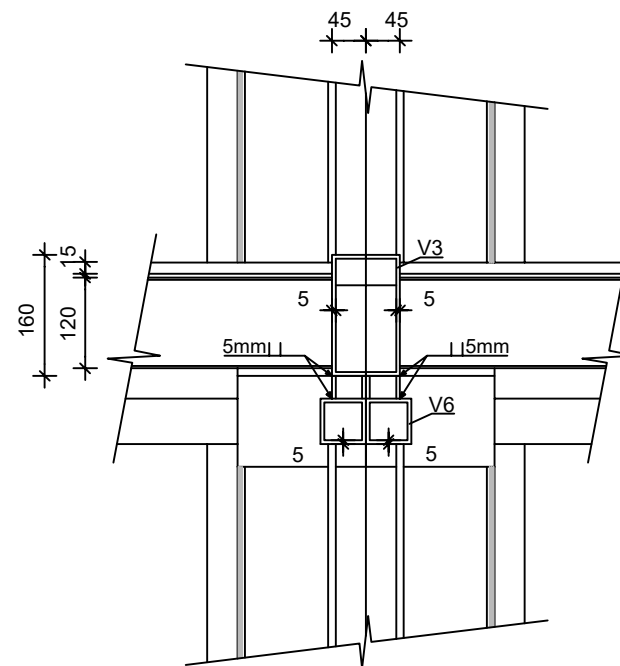
20

23

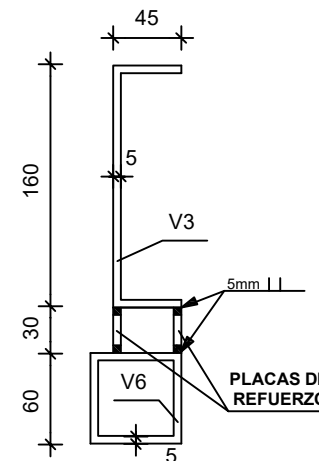
ELEMENTOS DE REFUERZO - VIVIENDA TIPO 2



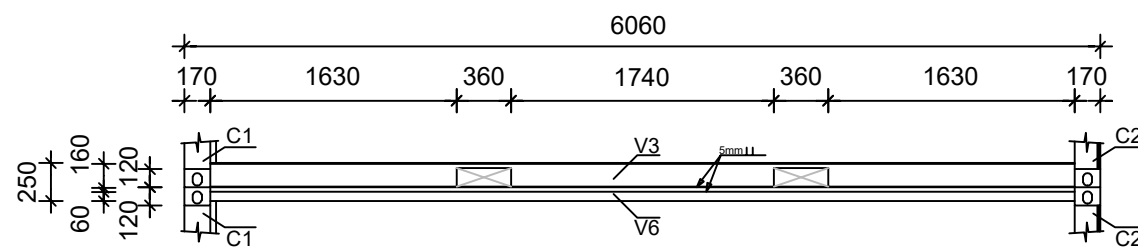
UNION VIGA V1 - V1
ESC: 1-25



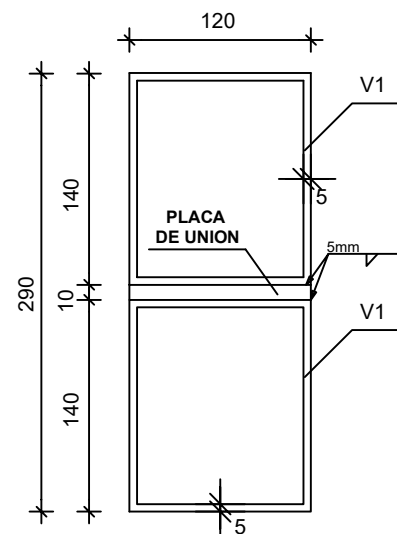
CORTE C-C'
ESC: 1-10



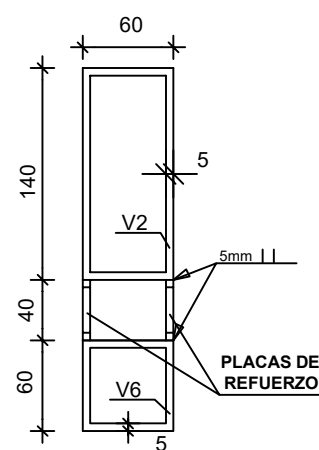
CORTE F-F'
ESC: 1-5



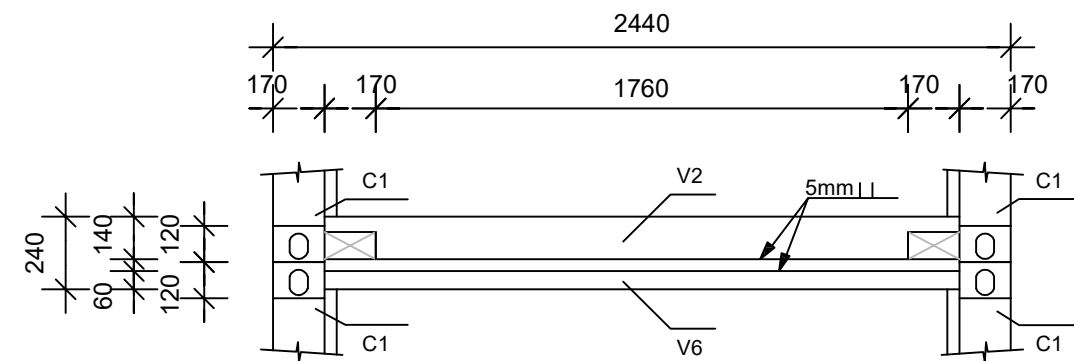
UNION VIGA V3 - V6
ESC: 1-50



CORTE D-D'
ESC: 1-5

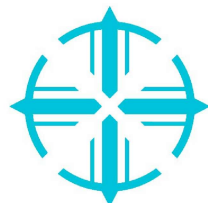


CORTE E-E'
ESC: 1-5



UNION VIGA V2 - V6
ESC: 1-25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:
● ELEMENTOS DE REFUERZO

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

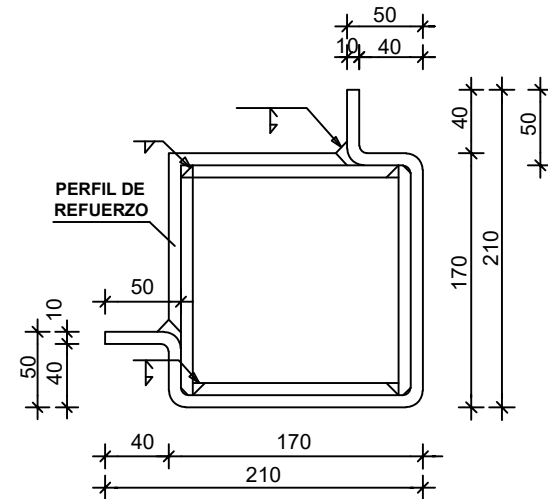
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

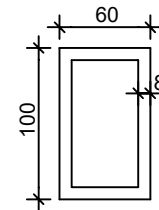
21

23

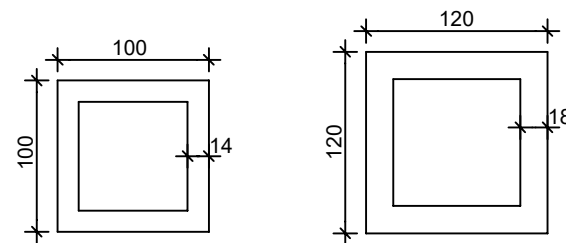
VIVIENDA TIPO 2



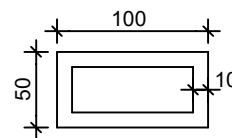
COLUMNA C1
ESC: 1-5



COLUMNA DE REFUERZO
ESC: 1-5

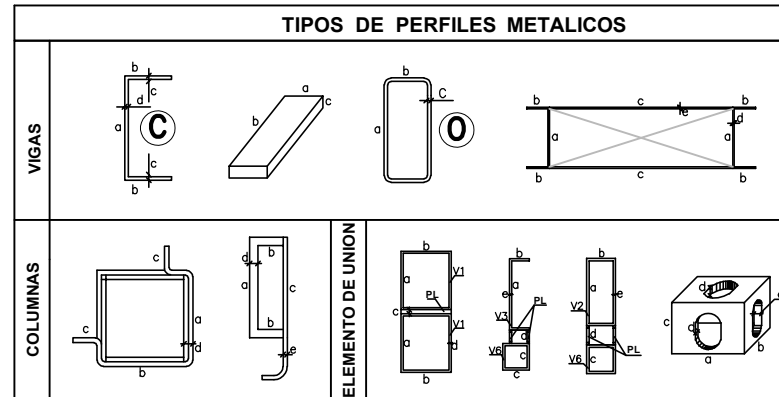


RIOSTRAS 1er. PISO
ESC: 1-5






RIOSTRAS 2do. PISO
ESC: 1-5

TIPOS DE PERFILES METALICOS



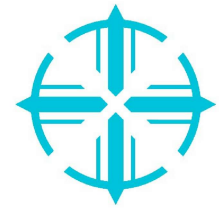
PLANILLA DE PERFILES

PLANILLA DE PERFILES								
MARCA	TIPO	DIMENSIONES (m)					LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)
		a	b	c	d	e		
LOSA N+0.74								
V1	O	0.14	0.12	0.005			4.20	85.83
V2	O	0.14	0.06	0.005			4.20	66.02
V3	C	0.16	0.045	0.005			22.87	224.70
V4	C	0.12	0.045	0.003			65.80	325.83
V5	COMPUESTA	0.128	0.045	0.36	0.003	0.003	9.40	237.17
P1		0.04		0.005			11.44	17.98
P2		0.02		0.005			22.87	17.98
U1		0.17	0.17	0.12	0.018			117.90
LOSA N+3,19 y N+3,31								
V4	C	0.12	0.045	0.003			65.80	325.83
V5	COMPUESTA	0.128	0.045	0.36	0.003	0.003	9.40	267.13
U V1-V1	COMPUESTA	0.14	0.12	0.010	0.005		4.20	191.47
U V2-V6	COMPUESTA	0.14	0.06	0.06	0.04	0.005	4.20	112.24
U V3-V6	COMPUESTA	0.16	0.045	0.06	0.03	0.005	22.87	467.37
P1		0.04		0.005			11.44	17.98
P2		0.02		0.005			22.87	17.98
U1		0.17	0.17	0.12	0.018			235.80
LOSA N+5.78								
V1	O	0.14	0.12	0.005			4.20	86.83
V6	O	0.06	0.06	0.005			27.07	255.32
U1		0.17	0.17	0.12	0.018			117.90
COLUMNAS PLANTA BAJA								
C1	IRREGULAR	0.17	0.17	0.04	0.02		18.8	2068.75
C2	IRREGULAR	0.12	0.04	0.17	0.01	0.005	18.8	398.90
COLUMNAS PLANTA ALTA								
C1	IRREGULAR	0.17	0.17	0.04	0.02		18.8	2068.75
C2	IRREGULAR	0.12	0.04	0.17	0.01	0.005	18.8	398.90

PESO ESPECÍFICO DEL ACERO A36 = 7860 kg/m³

PESO = Peso Especifico * Volumen

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
TESIS DE GRADO

TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTADE UN CONTENEDOR
- CORTES

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

ESCALA:
INDICADA

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

LÁMINA:

22

23

CAPÍTULO 6
ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION VIVIENDA TIPO 2

6.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA O CIMENTACIÓN DE LA VIVIENDA TIPO 2

DATOS DE LA CIMENTACIÓN

Las cargas que se transmiten a la cimentación fueron extraídas del cálculo de la superestructura realizada en el programa Etabs. Las cargas del eje A son similares a las del eje D, por lo tanto, el diseño de la cimentación es el mismo en estos dos ejes.

La capacidad portante del suelo, su peso específico y profundidad de desplante fueron extraídas del estudio de suelos. La capacidad portante seleccionada fue la menor de todas las que se muestra en los estratos del estudio de suelos, con esta selección se tiene cálculos de cimentación más conservadores.

Tabla 62 Datos extraídos de la superestructura

UBICACIÓN DE COLUMNAS	UNIDADES	A1	A1'	A1''	A1'''	A2
DIMENSIÓN DE COLUMNAS DE HA.	m	0,25x0,25	0,20x0,20	0,20x0,20	0,20x0,20	0,25x0,25
DISTANCIA ENTRE EJES	m	0	1,025	2,368	1,552	0,943
CARGA VIVA (OCUPACIÓN O USO)	Tn	0,36	0,42	0,49	0,21	0,43
CARGA MUERTA (PESO PROPIO)	Tn	0,29	0,39	0,12	0,35	0,58
CARGA MUERTA (PERMANENTE)	Tn	0,13	0,16	0,15	0,08	0,15
CARGA MUERTA TOTAL	Tn	0,42	0,55	0,27	0,43	0,73
Σ CARGAS DE SERVICIO	Tn	0,78	0,97	0,76	0,64	1,16
CARGAS MAYORADAS $1,2(PP+CM) + 1,6CV$	Tn	1,08	1,33	1,12	0,86	1,56

UBICACIÓN DE COLUMNAS	UNIDADES	B1-C1	B1'-C1'	B1''-C1''	B1'''-C1'''	B2-C2
DIMENSIÓN DE COLUMNAS DE HA.	m	0,25x0,42	0,20x0,32	0,20x0,32	0,20x0,32	0,25x0,42
DISTANCIA ENTRE EJES	m	0	1,025	2,368	1,552	0,943
CARGA VIVA (OCUPACIÓN O USO)	Tn	0,72	0,84	0,98	0,44	0,86
CARGA MUERTA (PESO PROPIO)	Tn	0,58	0,78	0,24	0,7	1,2
CARGA MUERTA (PERMANENTE)	Tn	0,26	0,32	0,24	0,18	0,3
CARGA MUERTA TOTAL	Tn	0,84	1,1	0,48	0,88	1,5
Σ CARGAS DE SERVICIO	Tn	1,56	1,94	1,46	1,32	2,36
CARGAS MAYORADAS $1,2(PP+CM) + 1,6CV$	Tn	2,16	2,66	2,14	1,76	3,17

Tabla 63 Datos extraídos del estudio de suelos

Df	-1	m
γ_{HA}	2,4	T/m ³
γ_{Suelo}	1,36	T/m ³
f'c	210	Kg/cm ²
q_a	5	T/m ²
H. Plinto asum.	0,3	m
H. Relleno	0,7	m

Plinto A1

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} = \frac{P_{\text{Edif}} + P_{\text{plinto}} + P_{\text{relleno}}}{A_0} \leq q_{\text{adm}}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{Plinto}} &= B^2 \times 0,4\text{m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 0,96 B^2 \\ &+ \\ P_{\text{rellenc}} &= B^2 \times 0,6\text{m} \times 1,36 \text{ T/m}^3 = \frac{0,816 B^2}{1,776 B^2} \end{aligned}$$

$$q_0 = \frac{0,78 + 1,776 B^2}{B^2} = 5$$

$$0,78 + 1,776 B^2 = 5 B^2 \quad B = \sqrt{\frac{0,78}{3,224}} = 0,49 \text{ m}$$

Se adopta $B = 0,5 \text{ m}$

PLINTO A1'

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} \leq q_{\text{adm}}$$

$$P. \text{ Plinto} = B^2 \times 0,4 \times 2,4 = 0,96 B^2$$

$$P. \text{ Relleno} = B^2 \times 0,6 \times 1,36 = \frac{0,816 B^2}{1,776 B^2}$$

$$q_0 = 0,97 + 1,776 B^2 \quad B = \sqrt{\frac{0,97}{3,224}} = 0,548 \text{ m}$$

Se adopta $B = 0,6 \text{ m}$

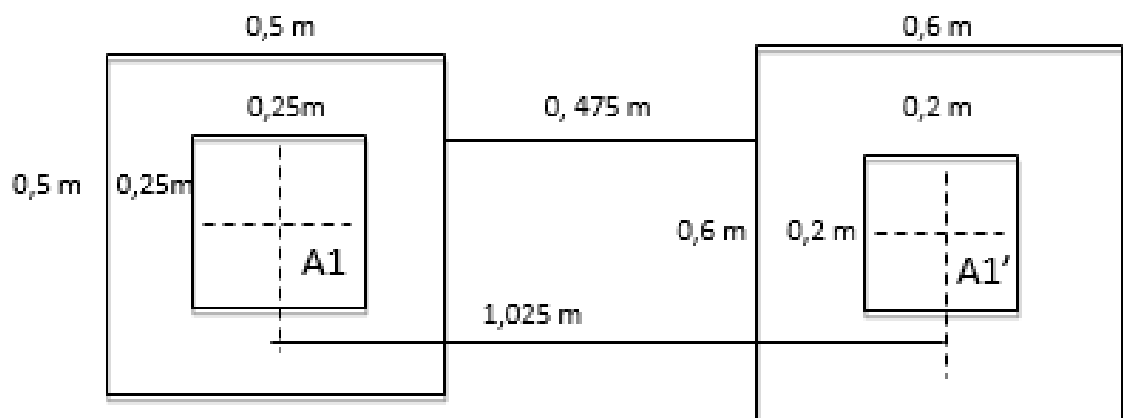


Figura 96 Dimensionamiento en condiciones de servicio

El plinto A1 está separado a una distancia de 0,475 m con respecto al plinto A1'. Se prueba con plinto combinado.

PLINTO COMBINADO, Columna A1 y A1'

H. plinto asumida = 0,40 m

P. plinto + P. relleno = 1,776 BL

$$Ec_{①} \sum F_y = 0$$

$$q_0 BL - 0,78 - 0,97 - 1,776 BL = 0$$

$$Q_0 = \frac{1,75 + 1,776 BL}{BL} = 5 \quad 1,75 = 3,224 BL \quad \text{Donde } B = \frac{1,75}{3,224 L} = \frac{0,543}{L}$$
$$B = 0,39$$

$$Ec_{②} \sum M_{A1} = 0$$

$$0,97 (1,025) + 1,776 BL (1/2 - 0,125) - 5 BL (1/2 - 0,125) = 0$$

$$0,994 + 0,888 BL^2 - 0,222 BL - 2,5 BL^2 + 0,625 BL = 0$$

$$0,994 - 1,612 BL^2 + 0,403 BL = 0$$

Reemplazando:

$$0,994 - 1,612 (0,543/L) L^2 + 0,403 (0,543/L) L = 0$$

$$1,213 - 0,875 L = 0$$

$$L = 1,213/0,875 = 1,386 \text{ m}$$

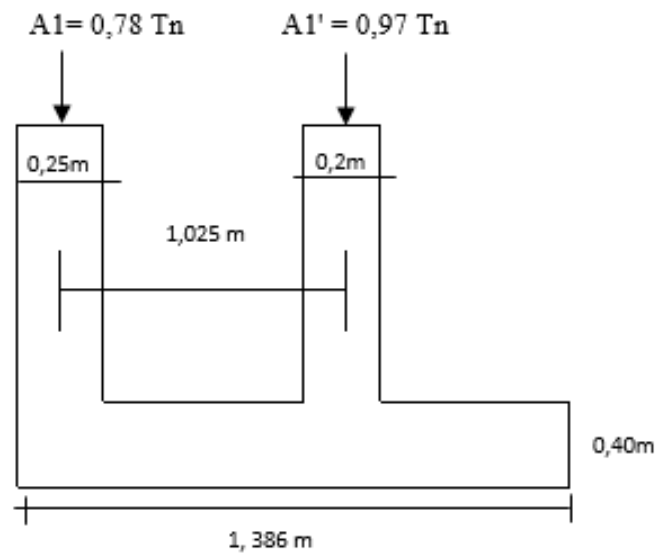


Figura 97 Plinto combinado, columna a1 y a1'

El ancho del plinto es muy pequeño como para hacer plinto combinado $B = 0,39 \text{ m}$ y H_{plinto} asumido $0,40 \text{ m}$, este cimiento sería considerado como muro. Se hacen zapatas aisladas.

PLINTO A1

2.1 Diseño de peralte para condiciones últimas netas (ACI 318RS-14)

$$P_u = 1,2 D + 1,6 L = 1,2 (PP + CM) + 1,6 (CV) = 1,2 (0,29 + 0,13) + 1,6 (0,36)$$

$$P_u = 1,08 \text{ Tn}$$

$$q_{\text{sun}} = \frac{P_u}{B^2} = \frac{1,08 \text{ Tn}}{0,5^2 \text{ m}^2} = 4,32 \text{ Tn/m}^2 < q_{\text{adm}}$$

$$W_{\text{sun}} = 4,32 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0,5 \text{ m} = 2,16 \text{ Tn/m}$$

2.2 Corte unidireccional

$$\emptyset V_n \geq V_u; V_n = V_c + V_s$$

$$\emptyset V_c = \sqrt{0,53} \quad f'c \times b_w \times d \text{ [kg]}$$

$$\emptyset V_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2 \times (1\text{Tn}/1000\text{kg}) \times (100^2\text{cm}^2 / 1\text{m}^2) \times 0,5\text{m} \times d = 38,4 \text{ d}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (38,4 \text{ d}) = 28,8 \text{ d}$$

$$V_u = \sum \text{Fuerzas a la derecha de la sección crítica:}$$

$$V_u = 4,32 \times 0,5 \times (0,125 - d)$$

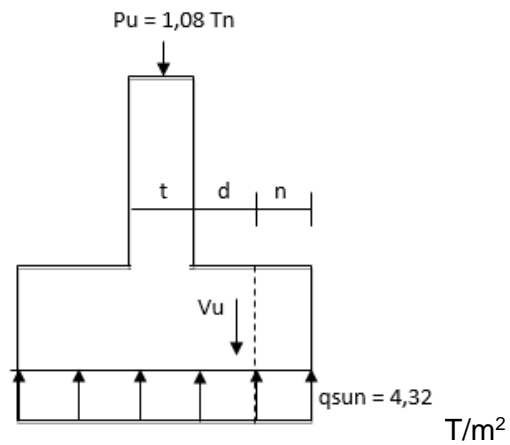
$$\emptyset V_n = V_u$$

$$28,8 \text{ d} = 4,32 \times 0,5 (0,125 - d)$$

$$28,8 \text{ d} = 0,27 - 2,16 \text{ d}$$

$$30,96 \text{ d} = 0,27$$

$$d = 0,01 \text{ m}$$



$$n = \frac{B - t}{2}$$

$$n = 0,125 - d$$

Figura 98 Corte unidireccional

2.3 Corte bidireccional o de punzonamiento

$$V_n = V_c + V_s; V_s = 0$$

$$V_c = \sqrt{1,06} \quad f'c \times b_o \times d \text{ [kg]}$$

$$b_o = 4 (0,25 + d) = 1 + 4d$$

$$V_c = 15,36 \times (1 + 4d) \times d \times 10 \text{ [t]}$$

$$V_c = (15,36 + 61,44 d) d \times 10 \quad V_c = 153,6 d + 614,4 d^2$$

$$V_u = \sum \text{Fuerzas dentro de la sección crítica}$$

$$V_u = P_u - q_{sun} (t + d)^2$$

$$V_u = 1,08 - 4,32 (0,25^2 + 2 \times 0,25d + d^2)$$

$$V_u = 1,08 - 0,27 - 2,16d - 4,32d^2$$

$$V_u = 0,81 - 2,16d - 4,32d^2$$

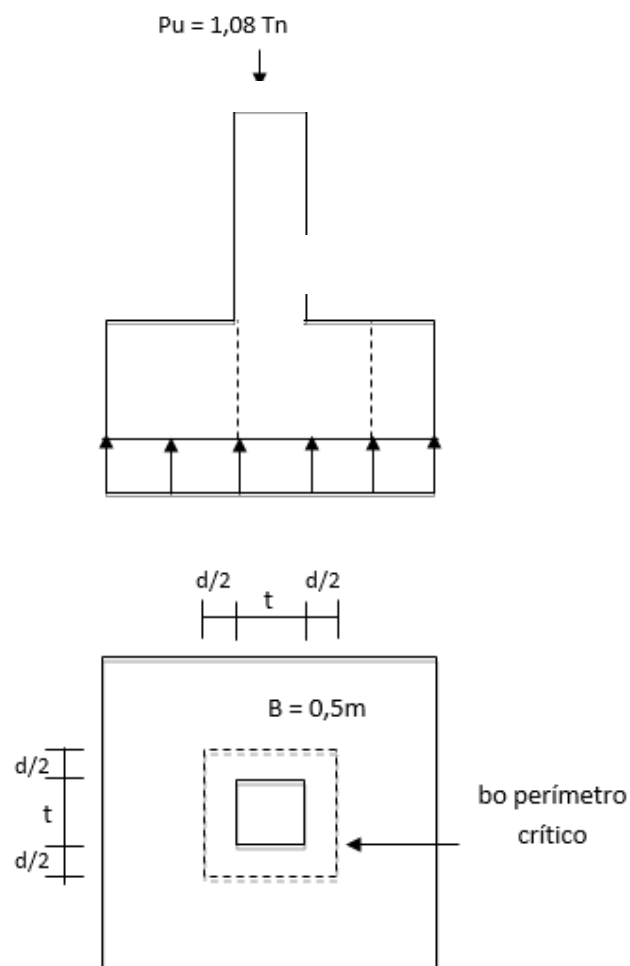


Figura 99 Corte bidireccional o de punzonamiento

Igualando;

$$\phi V_c = V_u$$

$$0,75 (153,6d + 614,4d^2) = 0,81 - 2,16d - 4,32d^2$$

$$115,2d + 460,8d^2 = 0,81 - 2,16d - 4,32d^2$$

$$465,12d^2 + 117,36d - 0,81 = 0$$

$$d = 0,007m \approx 0,01m$$

Se selecciona el peralte mayor de los 2 cortes

$$H = d + r + 1,5 \phi$$

Se asume $\phi = 20mm = 2cm$

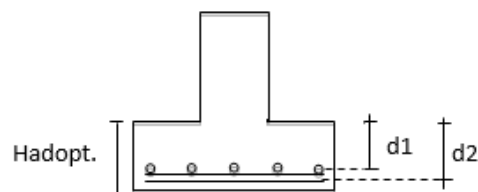
$$H = 1 + 7,5 + 3 = 11,5 \text{ cm}$$

$H = 15 \text{ cm} \rightarrow$ peralte insuficiente!

Se adopta $H = 30 \text{ cm} \rightarrow$ peralte mínimo

$$d_1 = H_{\text{adopt.}} - r - 1,5 (\phi) = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = H_{\text{adopt.}} - r - 0,5 (\phi) = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5 \text{ cm}$$



3. Diseño del refuerzo

$$d_1 = 19,5 \text{ cm}$$

$$M = \frac{0,5 - 0,25}{2} = 0,125m$$

$$M_u = q_{\text{sun}} \times m \times B \times 0,0625 \text{ m}$$

$$M_u = 4,32 \text{ T/m}^2 \times 0,125m \times 0,5m \times 0,0625m$$

$$M_u = 0,0168 \text{ T.m}$$

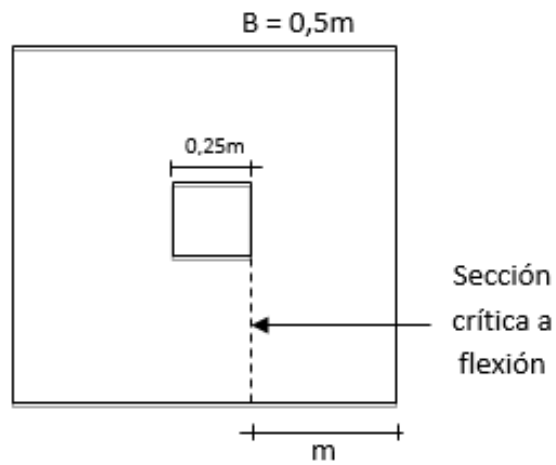


Figura 100 : Diseño de refuerzo

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 M_u}{0,9 \times b \times d^2 \times f'_c}} \right]$$

$$A_s = 0,85 \times \frac{210}{4200} \times 50 \times 19,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,0168 \times 10^5}{0,9 \times 50 \times 19,5^2 \times 210}} \right]$$

$$A_s = 0,023 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{0,023}{50 \times 19,5} = 2,36 \times 10^{-5} < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{\max} = 0,0214$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0018 \times 50 \times 19,5 = 1,755 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \varnothing 8\text{mm}$$

Espaciamiento entre ejes

$$S = \frac{B - 2r - \emptyset}{\# \text{varillas} - 1} = \frac{50 - (2 \times 7,5) - 0,8}{4 - 1} = 11,4 \text{ cm}$$

1 Ø 8mm @ 11cm

4. Verificación de la presión de contacto.

$$P. \text{ Plinto} = 0,3 \times 0,5^2 \times 2,4 = 0,180 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Relleno} = 0,7 \times 0,5^2 \times 1,36 = 0,238 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Edificación} = \frac{0,780 \text{ Tn}}{1,198 \text{ Tn}}$$

$$Q_0 = \frac{PT}{A} = \frac{1,198 \text{ Tn}}{0,5^2 \text{ m}^2} = 4,792 \text{ T/m}^2 < q_{adm} = 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

5. Detalle constructivo

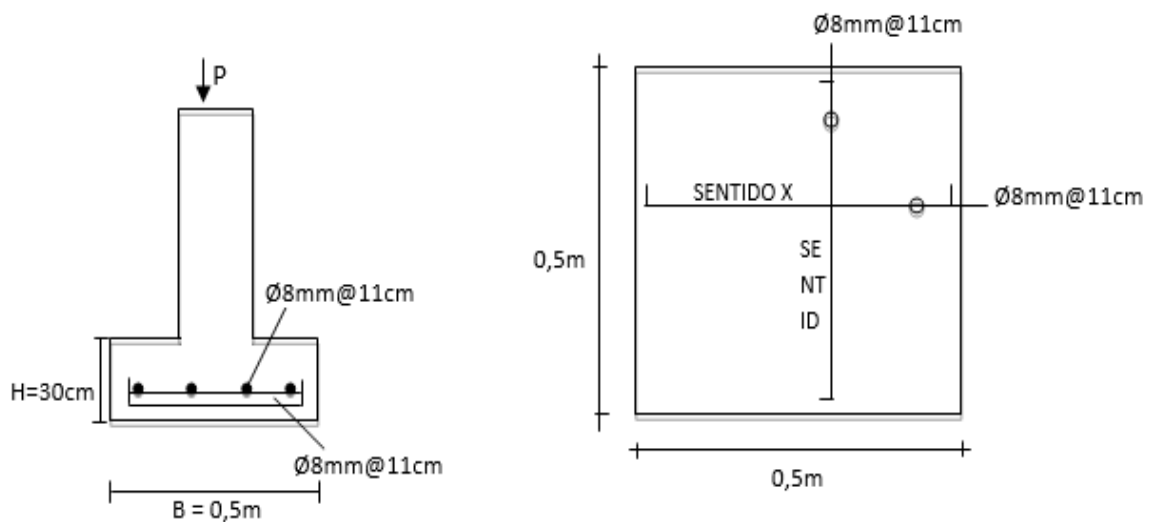


Figura 101 Detalle constructivo - Plinto A1

PLINTO A1'

2.1 Diseño de peralte para condiciones últimas netas

$$P_u = 1,2D + 1,6L = 1,33 \text{ Tn}$$

$$Q_{sun} = \frac{P_u}{B^2} = \frac{1,33 \text{ T}}{0,6^2 \text{ m}^2} = 3,69 \text{ T/m}^2 < q_{adm}$$

$$W_{sun} = 3,69 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 0,6 \text{ m} = 2,214 \text{ T/m}$$

2.2 Corte unidireccional

$$\emptyset V_n \geq V_u; V_n = V_c + V_s$$

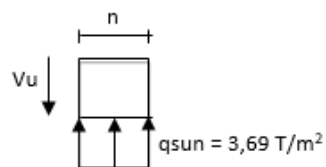
$$\emptyset V_c = \sqrt{0,53} \quad f'_c \times b_w \times d \text{ [kg]}$$

$$\emptyset V_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2 \times 0,6 \text{ m} \times d \times 10 \text{ [T]} = 46,08 \text{ d}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (46,08 \text{ d}) = 34,56 \text{ d}$$

$$n = \frac{0,6 - 0,2}{2} \quad - \quad d = 0,2 - d$$

$V_u = \sum$ Fuerzas a la derecha de la sección crítica:



$$V_u = 3,69 \times 0,6 \times (0,2 - d)$$

$$V_u = 0,443 - 2,214d$$

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$34,56 \text{ d} = 0,443 - 2,214d; d = 0,443/36,774 = 0,012 \text{ m}$$

2.3 Corte Bidireccional o de punzonamiento

$$\phi V_n = \cancel{V_c} + V_s ; \quad V_s = 0$$

$$V_c = \sqrt{1,06} \quad f'_c \times b_o \times d \text{ [kg]} \quad b_o = 4 (0,2 + d) = 0,8 + 4d$$

$$V_c = 15,36 \times (0,8 + 4d) \times d \times 10 \text{ [t]}$$

$$V_c = 122,88 d + 614,4 d^2$$

$$\phi V_c = 0,75 (122,88 d + 614,4 d^2)$$

$$\phi V_c = 92,16 d + 460,8 d^2$$

$$V_u = \sum \text{Fuerzas dentro de la sección crítica}$$

$$V_u = P_u - q_{sun} (t + d)^2$$

$$V_u = 1,33 - 3,69 (0,2^2 + 2 \times 0,2d + d^2)$$

$$V_u = 1,33 - 0,1476 - 1,476d - 3,69d^2$$

$$V_u = 1,1824 - 1,476d - 3,69d^2$$

Igualando

$$\phi V_c = V_u$$

$$92,16d + 460,8d^2 = 1,1824 - 1,476d - 3,69d^2$$

$$464,49d^2 + 93,636d - 1,1824 = 0$$

$$d = 0,012m$$

Se selecciona el peralte mayor de los 2 cortes

$$H = d + r + 1,5 \phi$$

Se asume $\phi = 20mm = 2cm$

$$H = 1,2 + 7,5 + 3 = 11,7 \text{ cm}$$

$$H = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Peralte insuficiente!}$$

Se adopta $H = 30 \text{ cm} \rightarrow$ peralte mínimo

$$d_1 = H_{adop.} - r - 1,5 \phi = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = H_{adop.} - r - 0,5 (\phi) = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5 \text{ cm}$$

3 Diseño del refuerzo

$$d1 = 19,5 \text{ cm}$$

$$M = \frac{0,6 - 0,2}{2} = 0,2\text{m}$$

$$Mu = q_{sun} \times m \times B \times 0,1\text{m} = 3,69 \text{ T/m}^2 \times 0,2\text{m} \times 0,6\text{m} \times 0,1\text{m} = 0,044 \text{ T.m}$$

$$As = 0,85 \times \frac{210}{4200} \times 60 \times 19,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,044 \times 10^5}{0,9 \times 60 \times 19,5^2 \times 210}} \right]$$

$$As = 0,0599\text{cm}^2 \approx 0,06\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{0,06}{60 \times 19,5} = 5,13 \times 10^{-5} < \rho_{min}$$

$$As = \rho_{min} \times b \times d = 0,0018 \times 60 \times 19,5 = 2,106 \text{ cm}^2$$

$$As = 2,51 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \varnothing 8\text{mm}$$

Espaciamiento entre ejes

$$S = \frac{60 - 15 - 0,8}{5 - 1} = 11,05 \text{ cm}$$

$$1 \text{ } \varnothing 8 @ 11\text{cm}$$

4 Verificación de la presión de contacto

$$P. \text{ Plinto} = 0,3 \times 0,6^2 \times 2,4 = 0,2592 \text{ Tn}$$

+

$$P. \text{ Relleno} = 0,7 \times 0,6^2 \times 1,36 = 0,3427 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Edificación} = \frac{0,97 \text{ Tn}}{1,5719 \text{ Tn}}$$

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} = \frac{1,5719Tn}{0,6^2m^2} = 4,366 \text{ T/m}^2 < q_{adm} = 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

5 Detalle constructivo

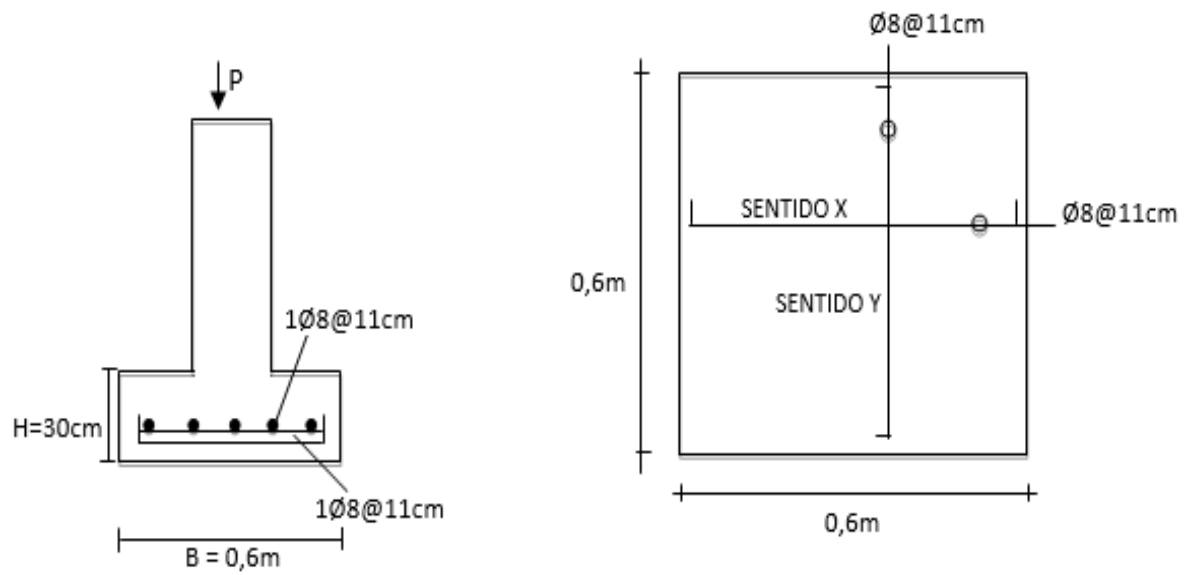


Figura 102 Detalle constructivo – Plinto A1'

PLINTO A1''

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_o = \frac{PT}{A_o} \leq q_{adm}$$

$$\begin{aligned} \text{P. Plinto} &= B^2 \times 0,3 \times 2,4 &= 0,72 B^2 \\ &+ \\ \text{P. relleno} &= B^2 \times 0,7 \times 1,36 &= \frac{0,952 B^2}{1,672 B^2} \end{aligned}$$

$$q_o = \frac{0,76 + 1,672 B^2}{B^2} = 5$$

$$0,76 = 3,328 B^2 \quad B = \sqrt{\frac{0,76}{3,328}} = 0,478 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta} \quad B = 0,5 \text{ m}$$

2.1. Diseño de peralte para condiciones últimas netas

$$P_u = 1,2 D + 1,6 L = 1,12 \text{ Tn}$$

$$q_{sun} = \frac{P_u}{B^2} = \frac{1,12 \text{ Tn}}{0,5^2 \text{ m}^2} = 4,48 \text{ T/m}^2 < q_{adm}$$

$$W_{sun} = 4,48 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 0,5 \text{ m} = 2,24 \text{ T/m}$$

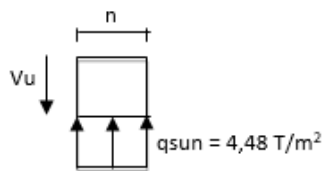
2.2. Corte unidireccional

$$\emptyset V_n \geq V_u; V_n = V_c + V_s$$

$$\emptyset V_c = 0,53 \sqrt{210} \times 0,5 \times d \times 10 [T] = 38,4d$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (38,4 d) = 28,8d$$

$$n = \frac{0,5 - 0,2}{2} \quad - \quad d = 0,15 - d$$



$V_u = \sum$ Fuerzas a la derecha de la sección crítica:

$$V_u = 4,48 \times 0,5 \times (0,15 - d)$$

$$V_u = 0,336 - 2,24d$$

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$28,8 d = 0,336 - 2,24d$$

$$d = 0,336/31,04 = 0,011m$$

2.3. Corte Bidireccional o de punzonamiento

$$\emptyset V_n = V_c$$

$$V_c = 122,88d + 614,4d^2 + 4d$$

$$b_o = 4 (0,2 + d) = 0,8$$

$$\emptyset V_c = 92,16 d + 460,8 d^2$$

$V_u = \sum$ Fuerzas dentro de la sección crítica

$$V_u = P_u - q_{sun} (t + d)^2 = 1,12 - 4,48 (0,2^2 + 2 \times 0,2d + d^2)$$

$$V_u = 1,12 - 0,1792 - 1,792d - 4,48d^2$$

$$V_u = 0,9408 - 1,792d - 4,48d^2$$

Igualando

$$\emptyset V_c = V_u$$

$$92,16d + 460,8d^2 = 0,9408 - 1,792d - 4,48d^2$$

$$465,28d^2 + 93,952d - 0,9408 = 0$$

$$d = 0,0095m \approx 0,01m$$

$$H = d + r + 1,5 \emptyset = 1,1 + 7,5 + 3 = 11,6cm \quad \text{Asumiendo } \emptyset 20mm = 2cm$$

$$H = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Peralte insuficiente!}$$

$$\text{Se adopta } H = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Peralte m\u00ednimo}$$

$$d1 = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5 \text{ cm}$$

$$d2 = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5 \text{ cm}$$

3. Dise\u00f1o del refuerzo

$$d1 = 19,5 \text{ cm}$$

$$M = \frac{0,5 - 0,2}{2} = 0,15m$$

$$M_u = q_{sun} \times m \times B \times 0,075m = 4,48 \text{ T/m}^2 \times 0,15m \times 0,5m \times 0,075m$$

$$M_u = 0,0252 \text{ T.m}$$

$$A_s = 0,85 \times \frac{210}{4200} \times 50 \times 19,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,0252 \times 10^5}{0,9 \times 50 \times 19,5^2 \times 210}} \right]$$

$$A_s = 0,034 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{0,034}{50 \times 19,5} = 3,48 \times 10^{-5} < \rho_{min}$$

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$A_s = j_{\min} \times b \times d = 0,0018 \times 50 \times 19,5 = 1,755 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$$

Espaciamiento entre ejes

$$S = \frac{50 - 15 - 0,8}{4 - 1} = 11,4 \text{ cm}$$

$$1 \text{ } \varnothing 8 @ 11 \text{ cm}$$

4. Verificación de la presión de contacto

$$P. \text{ Plinto} = 0,3 \times 0,5^2 \times 2,4 = 0,18 \text{ Tn}$$

+

$$P. \text{ Relleno} = 0,7 \times 0,5^2 \times 1,36 = 0,238 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Edificación} = \frac{0,76 \text{ Tn}}{1,178 \text{ Tn}}$$

$$Q_0 = \frac{PT}{A} = \frac{1,178 \text{ Tn}}{0,5^2 \text{ m}^2} = 4,712 \text{ T/m}^2 < q_{\text{adm}} = 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

5. Detalle constructivo igual al plinto A1, pero con columnas de 20x20cm.

PLINTO A1'''

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_o = \frac{PT}{A_o} \leq q_{adm}$$

$$\begin{aligned} P. \text{ Plinto} &= B^2 \times 0,3 \times 2,4 &= 0,72 B^2 \\ &+ \\ P. \text{ relleno} &= B^2 \times 0,7 \times 1,36 &= \frac{0,952 B^2}{1,672 B^2} \end{aligned}$$

$$q_o = \frac{0,64 + 1,672 B^2}{B^2} = 5$$

$$B = \sqrt{\frac{0,64}{3,328}} = 0,439 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta } B = 0,5 \text{ m}$$

2. Diseño de peralte para condiciones últimas netas

$$q_{sun} = \frac{P_u}{B^2} = \frac{0,86 T_n}{0,5^2 m^2} = 3,44 T/m^2$$

$$W_{sun} = 3,44 \frac{T}{m^2} \times 0,5 \text{ m} = 1,72 T/m$$

$$P_u = 1,2 D + 1,6 L = 0,86 T_n$$

2.2. Corte unidireccional

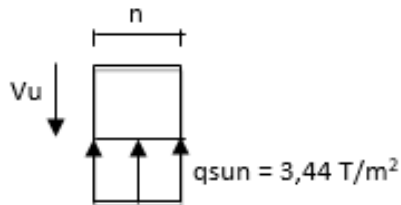
$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_c = 0,53 \sqrt{210} \times 0,5 \times d \times 10 \text{ [T]}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (38,4 d) = 28,8d$$

$$n = \frac{0,5 - 0,2}{2} \quad - \quad d = 0,15 - d$$

$V_u = \sum$ Fuerzas a la derecha de la sección crítica:



$$V_u = 3,44 \times 0,5 \times (0,15 - d) = 0,258 - 1,72d$$

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$28,8 d = 0,258 - 1,72d ; \quad d = 0,258/30,52 = 0,00845 \approx 0,01m$$

2.3. Corte Bidireccional o de punzonamiento

$$\emptyset V_n = V_c$$

$$\emptyset V_c = 92,16 d + 460,8 d^2$$

$V_u = \sum$ Fuerzas dentro de la sección crítica

$$V_u = P_u - q_{sun} (t + d)^2 = 0,86 - 3,44 (0,2^2 + 2 \times 0,2d + d^2)$$

$$V_u = 0,86 - 0,1376 - 1,376d - 3,44d^2$$

$$V_u = 0,7224 - 1,376d - 3,44d^2$$

$$\emptyset V_c = V_u$$

$$92,16d + 460,8d^2 = 0,7224 - 1,376d - 3,44d^2$$

$$464,24d^2 + 93,536d - 0,7224 = 0$$

$$d = 0,00745m \approx 0,01m$$

Se adopta $H = 30\text{cm} \rightarrow$ Peralte mínimo

$$d1 = 19,5 \text{ cm}$$

Asumiendo $\varnothing = 20\text{mm}$

$$d2 = 21,5 \text{ cm}$$

3. Diseño del refuerzo

$$d1 = 19,5 \text{ cm}$$

$$m = 0,15\text{m}$$

$$Mu = 3,44 \times 0,15 \times 0,5 \times 0,075 = 0,01935 \text{ T.m}$$

$$As = 0,85 \times \frac{210}{4200} \times 50 \times 19,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,01935 \times 10^5}{0,9 \times 50 \times 19,5^2 \times 210}} \right]$$

$$As = 0,0263 \text{ cm}^2$$

$$j = \frac{As}{b \times d} = \frac{0,0263}{50 \times 19,5} = 2,69 \times 10^{-5} < j_{\min} = 0,0018$$

$$As_{\min} = 0,0018 \times 50 \times 19,5 = 1,755 \text{ cm}^2$$

$$As = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \varnothing 8\text{mm}$$

Espaciamiento entre ejes

$$S = 11,4\text{cm}$$

$$1 \varnothing 8\text{mm} @ 11\text{cm}$$

4. Verificación de la presión de contacto

$$\text{P. Plinto} = 0,18 \text{ Tn}$$

+

$$\text{P. Relleno} = 0,238 \text{ Tn}$$

$$\text{P. Edificación} = \frac{0,64 \text{ Tn}}{1,058 \text{ Tn}}$$

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} = \frac{1,058 \text{ Tn}}{0,5^2 \text{ m}^2} = 4,232 \text{ Tn/m}^2 < 5 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

5. Detalle constructivo igual al plinto A1, pero con columnas de 20x20cm.

PLINTO A2

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} \leq q_{adm}$$

$$P. \text{ Plinto} = B^2 \times 0,4 \times 2,4 = 0,72 B^2$$

Asumiendo $H = 30\text{cm}$

$$P. \text{ Relleno} = B^2 \times 0,6 \times 1,36 = \frac{0,95 B^2}{1,672 B^2}$$

$$q_0 = \frac{1,16 + 1,672 B^2}{B^2} = 5 \quad B = \sqrt{\frac{1,16}{3,328}} = 0,59 \text{ m}$$

Se adopta $B = 0,7 \text{ m}$

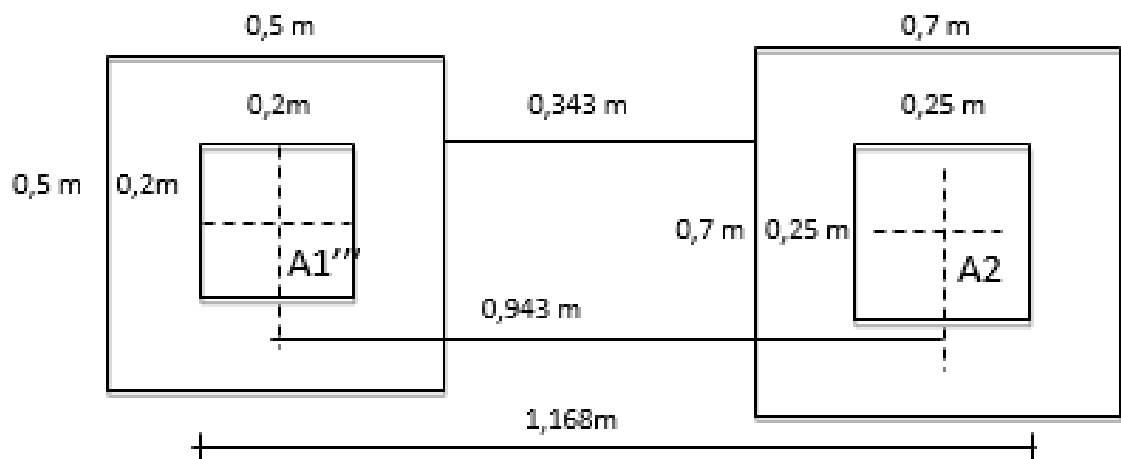


Figura 103 Análisis de tipo de zapata de pilotes A1''' y A2

El pilote A1''' está separado a una distancia de 0,343m con respecto al pilote A2. Se prueba plinto combinado.

PLINTO COMBINADO, Columna A1''' y A2

1. Planta. Dimensionamiento en condiciones de servicio.

$$q_{o1,2} = \frac{P_{tot.}}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

H. plinto asumida = 0,3 m

P. plinto + P. relleno = 1,672 BL

$$5 = \frac{1.8 + 1.672 * 1.5B}{B * 1.5} * \left(1 + \frac{6 * 0.124}{1.5}\right)$$

$$5B = 2.5B + 1.794$$

$$B = 0.72$$

2. Diseño de altura efectiva (Peralte) d

2.1. Condiciones últimas netas

$$P_u A1''' = 1,2D + 1,6L = 0,86 \text{ Tn}$$

$$P_u A2 = 1,2D + 1,6L = 1,56 \text{ Tn}$$

Cargas de servicio x FMU

$$P_u A1''' = 0,64 (1,34) = 0,8576 \text{ Tn}$$

$$P_u A2 = 1,16 (1,34) = 1,5540 \text{ Tn}$$

Factor de mayoración único (FMU)

$$F_u = \frac{\sum P_{ult.}}{\sum P_{serv.}} = \frac{2.42}{1.8} = 1.34$$

$$q_{su1,2} = \frac{2,41}{1,08} * \left(1 + \frac{6 * 0.124}{1,5}\right)$$

$$q_{su1} = 1.125 \text{ T/m}^2$$

$$q_{su2} = 3.34 \text{ T/m}^2$$

$$W_{su1} = 1.125 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} * 0.72\text{m} = 0.81 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$W_{su2} = 3.34 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} * 0.72\text{m} = 2.4 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

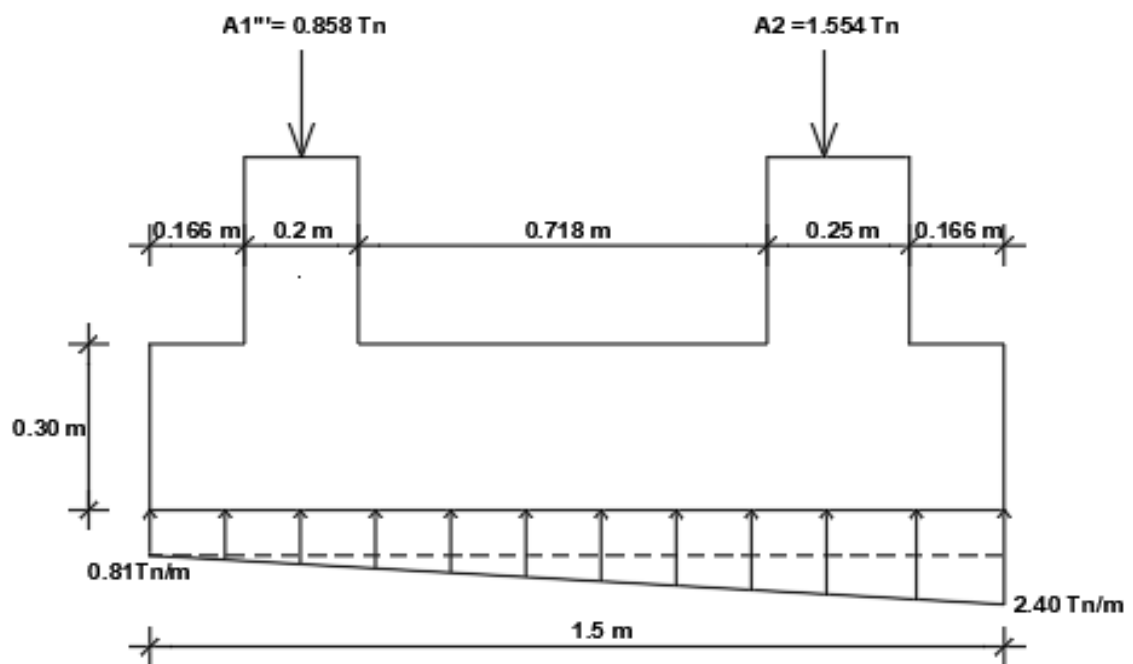


Diagrama de corte último V_u

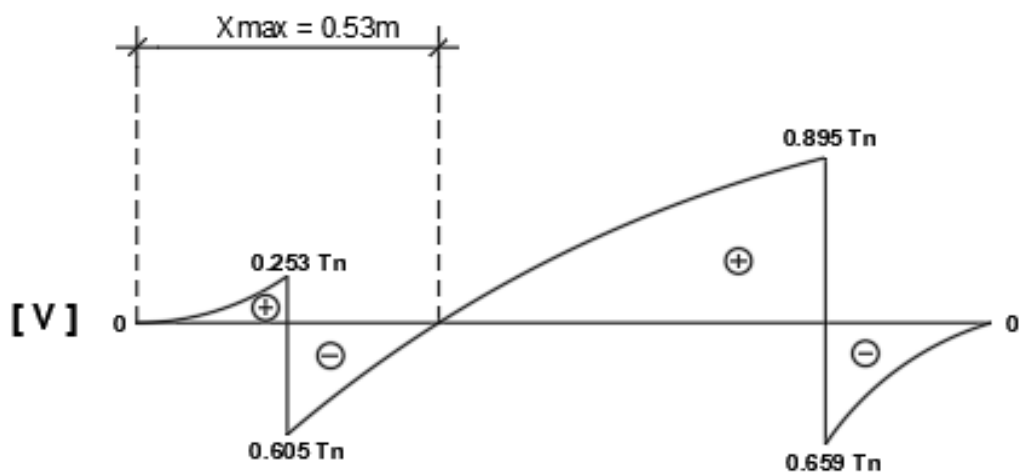


Diagrama de momento último M_u

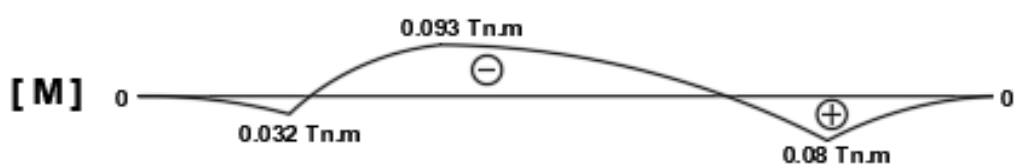


Figura 104 Diseño de altura efectiva (Peralte) d

$$\frac{1,59}{1,50} = \frac{Y}{0,226} \qquad \frac{1,59}{1,50} = \frac{Y}{1,209}$$

$$Y = 0,282 \text{ Tn/m}$$

$$Y = 1,28 \text{ Tn/m}$$

$$\sum M_{X_{\max}} 0,53 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(0,81 \cdot 0,53 \cdot 0,265) + [(0,53 \cdot 0,56) / 2] \cdot 0,177 - 0,858 (0,264) = M_{X_{\max}}$$

$$M_{X_{\max}} = -0,093 \text{ T.m}$$

$$\sum M_1 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(0,81 \cdot 0,266 \cdot 0,133) + [(0,266 \cdot 0,282) / 2] \cdot 0,089 = M_1$$

$$M_1 = 0,032 \text{ T.m}$$

$$\sum M_2 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(0,81 \cdot 1,209 \cdot 0,6) + [(1,209 \cdot 1,28) / 2] \cdot 0,403 - 0,858 (0,943) = M_2$$

$$M_2 = 0,08 \text{ T.m}$$

a. Corte unidireccional transversal

$$\emptyset V_n \geq V_u ; V_n = V_c + V_s$$

$$V_n \geq \sqrt{0,53} \quad 210 (0,72) \times 10 \times d = 55,3d$$

$$\emptyset V_n = 0,75 (55,3d) = 41,475d$$

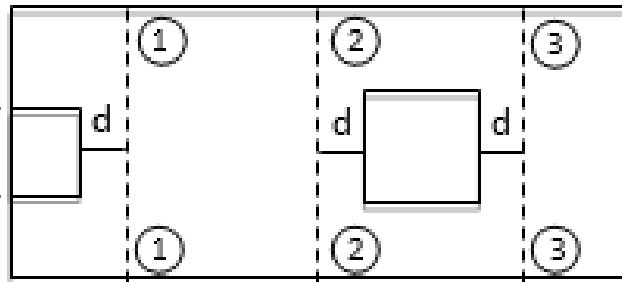


Figura 105 Corte unidireccional transversal

Vu crítico

Corte ③ - ③

$$\text{Pendiente} = (3,34 - 1,125) / 1,5 = 1,48 \text{ T/m}$$

$$q_{su} \text{ SC} = 1,125 + (1,334 + d) * 1,48$$

$$q_{su} \text{ SC} = 3,099 + 1,48d$$

$$V_u = \{[(3,099 + 1,48d) + 3,34] / 2\} * (0,166 - d) * 0,72$$

$$V_u = -0,5328d^2 - 2,406d - 0,383$$

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$41,475d = -0,5328d^2 - 2,406d - 0,383$$

$$0,5328d^2 + 43,881d + 0,383 = 0$$

$$d = 0,0087 \approx 0,01 \text{ m}$$

b. Corte Bidireccional

COLUMNA A2

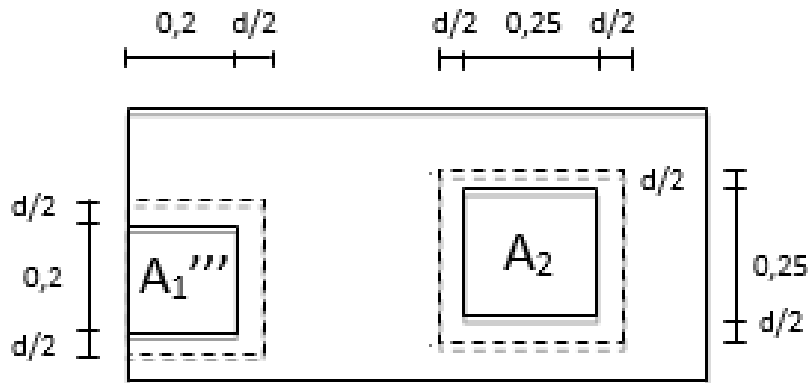


Figura 106 Corte Bidireccional

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$V_c = V_n = 1,06 \sqrt{210} \times b_o \times d \times 10 \text{ [Tn]}$$

$$V_c = 1,06 \sqrt{210} (4d + 1) \times d \times 10$$

$$V_c = (61,44d + 15,36) \times 10d$$

$$b_o = 4 \times (d + 0,25)$$

$$V_c = 614,4d^2 + 153,6d$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (614,4d^2 + 153,6d)$$

$$\emptyset V_c = 460,8d^2 + 115,2d$$

$$V_u = 2,2325 \times [1,08 - (d + 0,25)^2] = 2,2325 \times (1,08 - d^2 - 0,5d - 0,0625)$$

$$V_u = -2,233 d^2 - 1,116d + 2,272$$

$$\emptyset V_c = V_u$$

$$460,8d^2 + 115,2d = -2,233 d^2 - 1,116d + 2,272$$

$$463,03d^2 + 116,316d - 2,272 = 0$$

$$d = 0,018 \approx 0,02m$$

$$H = d + 1,5 \emptyset + r = 2 + 1,5(2) + 7,5 = 12,5cm \quad \text{Asumiendo } \emptyset 20mm = 2cm$$

$$H = 15cm \rightarrow \text{Peralte insuficiente!}$$

Se adopta $H = 30 \text{ cm} \rightarrow$ Peralte mínimo

$$dT = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5 \text{ cm}$$

$$dL = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5 \text{ cm}$$

3. Diseño del refuerzo

3.1. Refuerzo Longitudinal Superior

$$As_{\min} = j_{\min} \times B \times d = 0,0018 \times 72 \times 21,5 = 2,786 \text{ cm}^2$$

$$As = 3,02 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm}$$

$$S = \frac{72 - 15 - 0,8}{6 - 1} = 11,24 \text{ cm}$$

$$1 \varnothing 8\text{mm} @ 11\text{cm}$$

3.2. Refuerzo transversal superior As_{\min} . de amarre perpendicular al refuerzo principal (requerido por flexión)

$$As_{\min} = 0,0018 \times L \times d = 0,0018 \times 150 \times 19,5 = 5,265 \text{ cm}^2$$

$$As = 5,53 \text{ cm}^2 \quad 11 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm}$$

$$1 \varnothing 8\text{mm} @ 13\text{cm}$$

3.3. Refuerzo longitudinal inferior

$$As_{\min} = 0,0018 \times 72 \times 21,5 = 2,786 \text{ cm}^2$$

$$As = 3,02 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm} @ 11\text{cm}$$

3.4. Refuerzo transversal inferior

$$A_{s \min} = 0,0018 \times b \times d = 0,0018 \times 150 \times 19,5 = 5,265 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,53 \text{ cm}^2 \quad 11 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm}$$

$$1 \varnothing 8\text{mm} @ 13\text{cm}$$

4. Verificación de la presión de contacto en condiciones de servicio

$$P. \text{ Plinto} = 0,72 \times 1,5 \times 0,3 \times 2,4 = 0,777 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Relleno} = 0,72 \times 1,5 \times 0,3 \times 1,36 = 0,441 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Edificación} = 1,8 \text{ Tn}$$

$$PT = 3,018 \text{ Tn}$$

$$Q_o = \frac{PT}{A_o} = \frac{3,018 \text{ Tn}}{1,08 \text{ m}^2} = 2,79 \text{ T/m}^2 < 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Dimensiones de diseño: L = 1,5m ; B = 0,75m ; H = 0,3m

5. Detalle constructivo

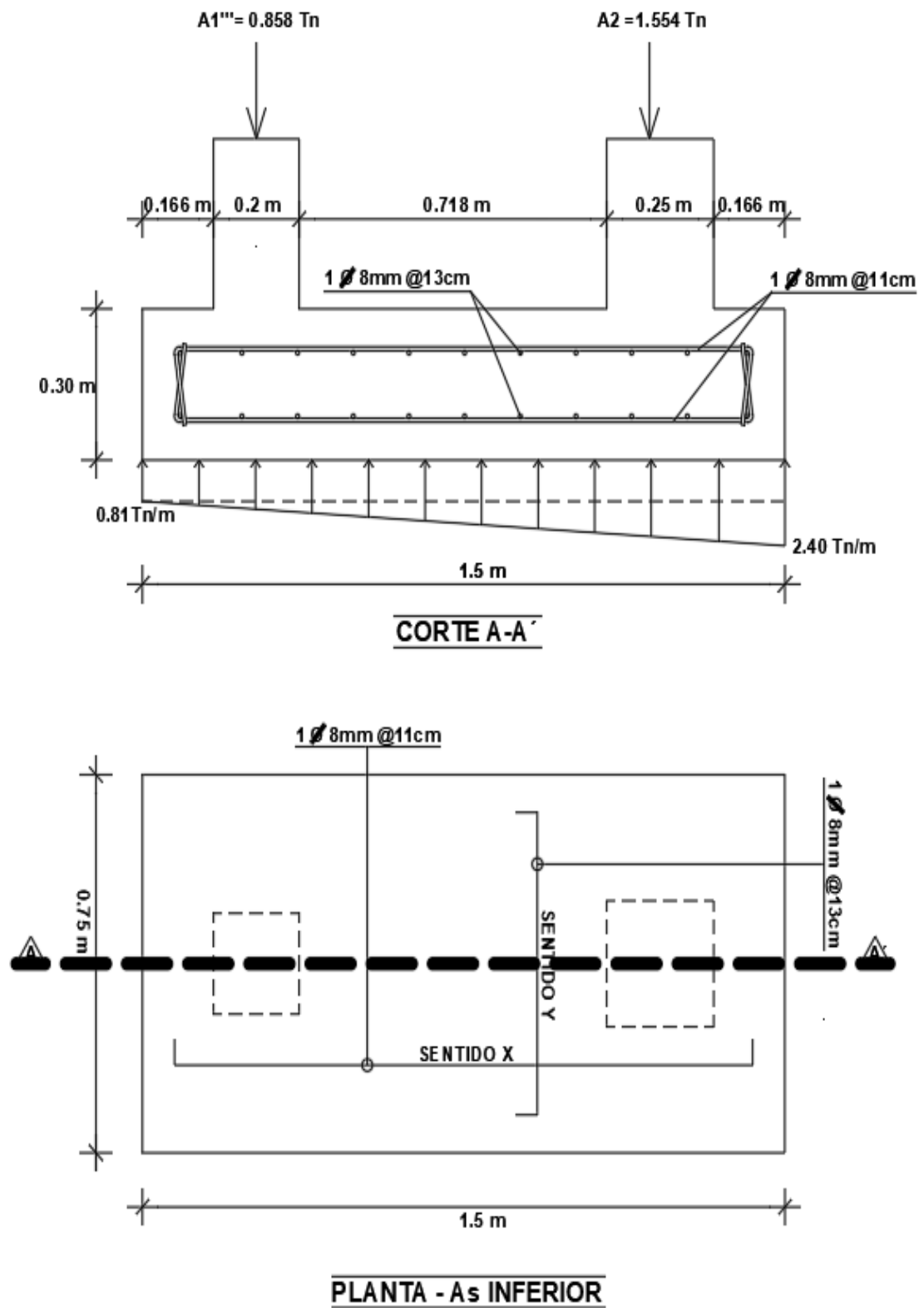


Figura 107 Detalle constructivo – Plinto A1''' - A2

Análisis de tipo de zapata en plintos B1''' – C1''' y B2 C2

PLINTO B1''' – C1'''

1. Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio

$$q_o = \frac{PT}{A_o} \leq q_{adm} \quad \begin{array}{l} \text{Asumiendo } H = 30\text{cm,} \\ \text{asumo } B = 0,6\text{m} \end{array}$$

$$\begin{aligned} P. \text{ Plinto} &= 0,6 \times L \times 0,3 \times 2,4 = 0,432 L \\ &+ \\ P. \text{ relleno} &= 0,6 \times L \times 0,7 \times 1,36 = \frac{0,5712 L}{\sum 1,0032 L} \end{aligned}$$

$$q_o = \frac{1,32 + 1,0032 L}{0,6 L} = 5 \quad 1,32 = 1,9968 L$$

$$L = 0,66 \approx 0,7\text{m}$$

PLINTO B2 – C2

1. Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio

Asumo $H = 30\text{cm}$ y $B = 0,8\text{m}$

$$\begin{aligned} P. \text{ Plinto} &= 0,8 \times L \times 0,3 \times 2,4 = 0,576 L \\ &+ \\ P. \text{ relleno} &= 0,8 \times L \times 0,7 \times 1,36 = \frac{0,7616 L}{\sum 1,338 L} \end{aligned}$$

$$q_o = \frac{2,36 + 1,338 L}{0,8 L} = 5 \quad 2,36 = 2,662 L$$

$$L = 0,88 \approx 0,9\text{m}$$

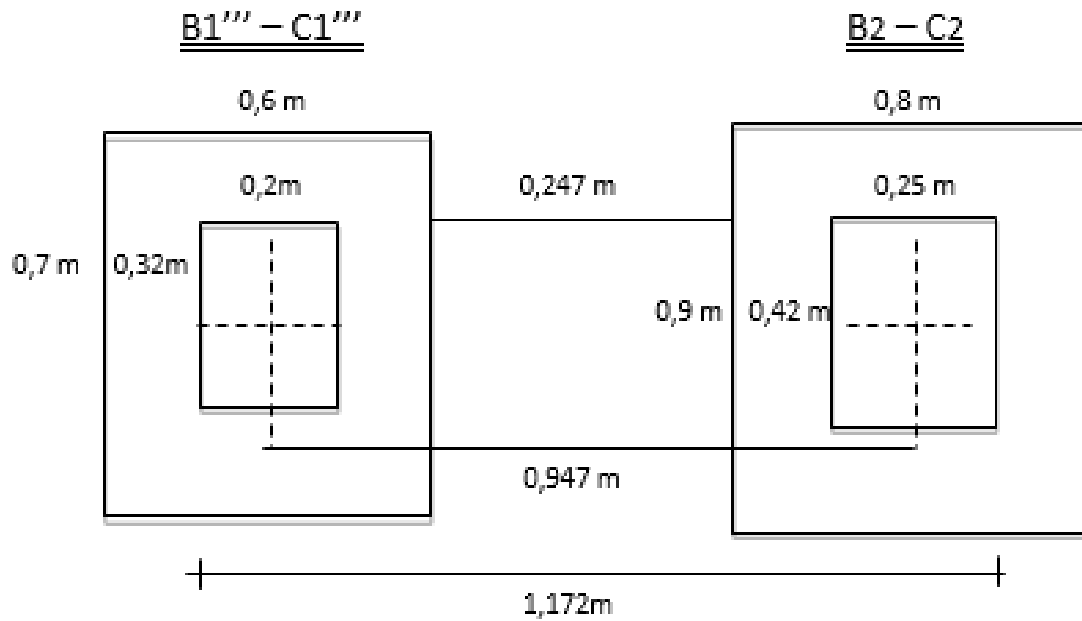


Figura 108 Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio

PLINTO COMBINADO Columna B1''' - C1''' y B2 - C2

1. Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio

$$q_{o1,2} = \frac{P_{tot.}}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

H. plinto asumida = 0,3 m

P. plinto + P. relleno = 1,672 BL

$$5 = \frac{3,68 + 1,672 * 1,7B}{B * 1,7} * \left(1 + \frac{6 * 0,1205}{1,7}\right)$$

$$5B = 2,38B + 3,085$$

$$B = 1,18$$

2. Diseño de altura efectiva (Peralte) d

2.1. Condiciones últimas netas Cargas de servicio x FMU

$$Pu \text{ B1''' - C1''' } = 1,2D + 1,6L = 1,76 \text{ Tn} \quad Pu \text{ B1''' - C1''' } = 1,32 (1,34) = 1,769 \text{ Tn}$$

$$Pu \text{ B2 - C2 } = 1,2D + 1,6L = 3,17 \text{ Tn} \quad Pu \text{ B2 - C2 } = 2,36 (1,34) = 3,162 \text{ Tn}$$

Factor de mayoración único (FMU)

$$Fu = \frac{\sum P_{ult.}}{\sum P_{serv.}} = \frac{4,93}{3,68} = 1.34$$

$$q_{su1,2} = \frac{4,93}{2,04} * \left(1 + \frac{6 * 0.133}{1,7}\right)$$

$$q_{su1} = 1,28 \text{ T/m}^2$$

$$q_{su2} = 3,55 \text{ T/m}^2$$

$$W_{su1} = 1,28 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} * 1,2\text{m} = 1,54 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$W_{su2} = 3,55 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} * 1,2\text{m} = 4,26 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

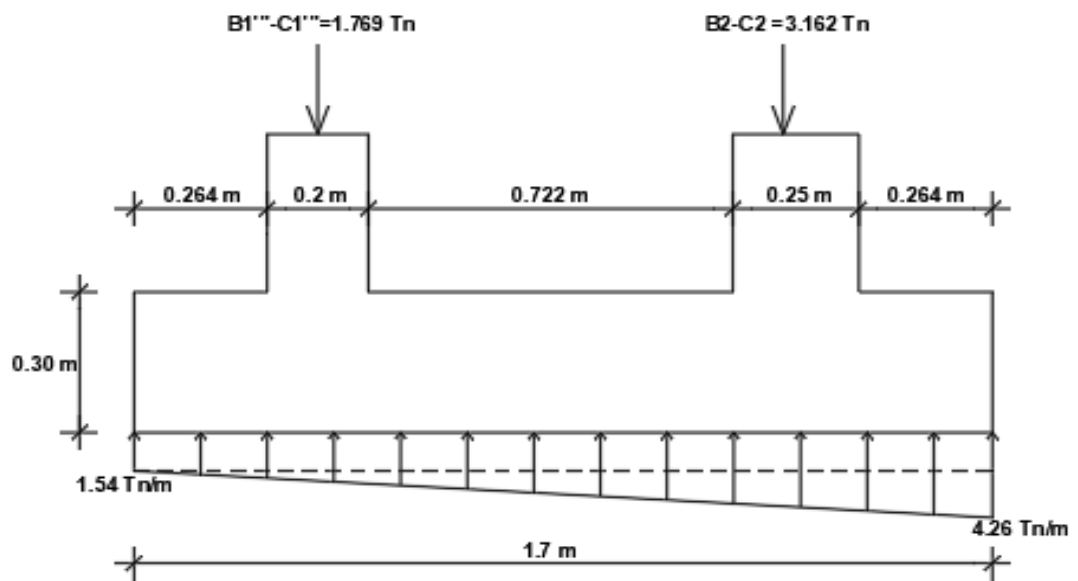


Diagrama de corte último V_u

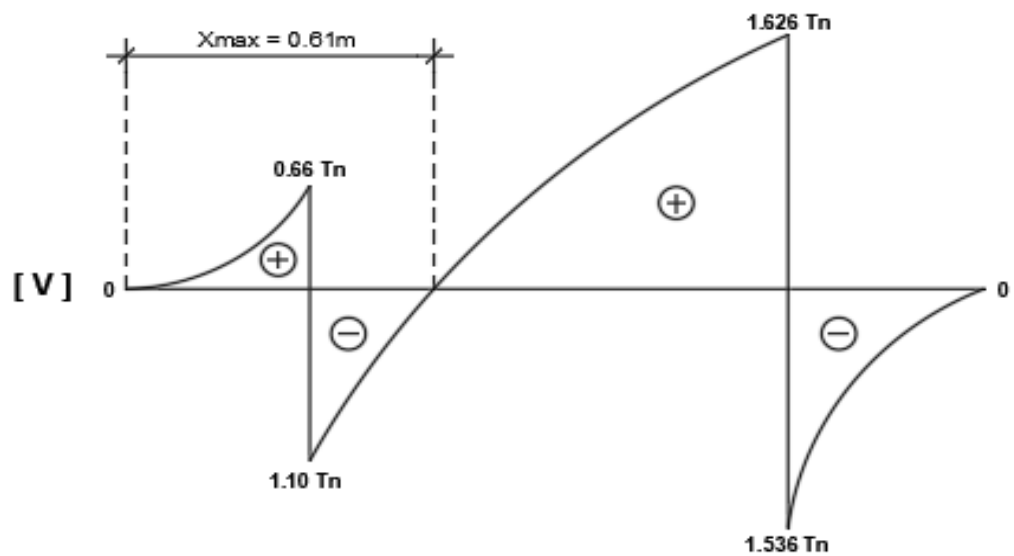


Diagrama de momento último M_u

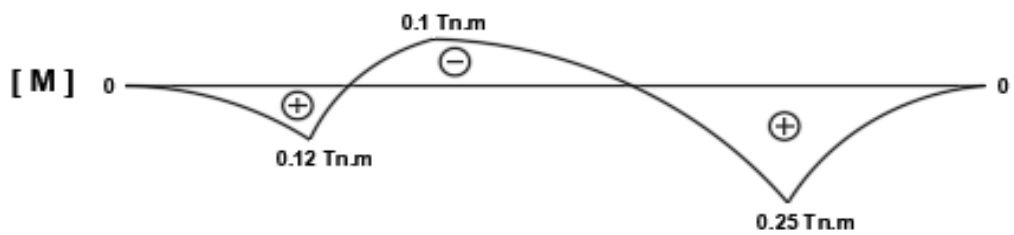


Figura 109 Diagramas de corte y momento

$$\frac{2,72}{1,7} = \frac{y}{0,364}$$

$$\frac{2,72}{1,7} = \frac{y}{1,311}$$

$$Y = 0,5824$$

$$Y = 2,097$$

$$\sum M_{X_{\max}} = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(1,54 \cdot 0,61 \cdot 0,305) + [(0,61 \cdot 0,976) / 2] \cdot 0,203 - 1,769 (0,246) = M_{X_{\max}}$$

$$M_{X_{\max}} = -0,088 = 0,1 \text{ T.m}$$

$$\sum M_1 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(1,54 \cdot 0,364 \cdot 0,182) + [(0,364 \cdot 0,5824) / 2] \cdot 0,1213 = M_1$$

$$M_1 = 0,115 \text{ T.m}$$

$$\sum M_2 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$(0,364 \cdot 3,637 \cdot 0,182) + [(0,364 \cdot 0,623) / 2] \cdot 0,1213 = M_2$$

$$M_2 = 0,255 \text{ T.m}$$

2.2 Corte unidireccional transversal

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$V_n = V_c = 0,53 \sqrt{210} (1,2) \times 10 d = 92,165d$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (92,165 d) = 69,124d$$

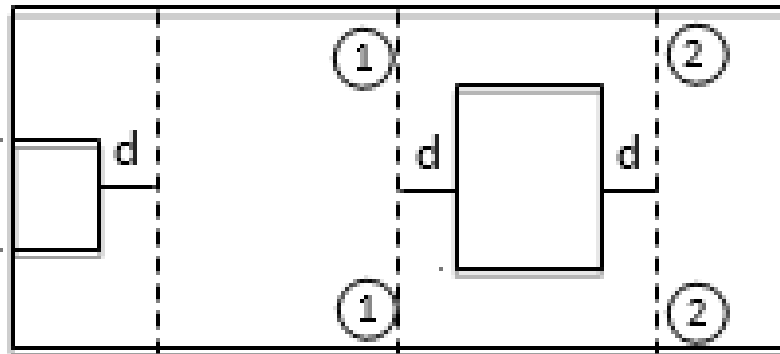


Figura 110 Corte unidireccional transversal

Vu crítico

Corte ② - ②

$$\text{Pendiente} = (3,55 - 1,28) / 1,7 = 2,84 \text{ T/m}$$

$$q_{su} \text{ SC} = 1,28 + (1,436 + d) * 2,84$$

$$q_{su} \text{ SC} = 5,358 + 2,84d$$

$$V_u = \{[(5,35 + 2,84d) + 3,55] / 2\} * (0,264 - d) * 1,2$$

$$V_u = -1,704d^2 - 4,896d + 1,411$$

$$\phi V_n = V_u$$

$$69,124d = -1,704d^2 - 4,896d + 1,411$$

$$d = 0,019 \approx 0,02 \text{ m}$$

2.3 Corte Bidireccional

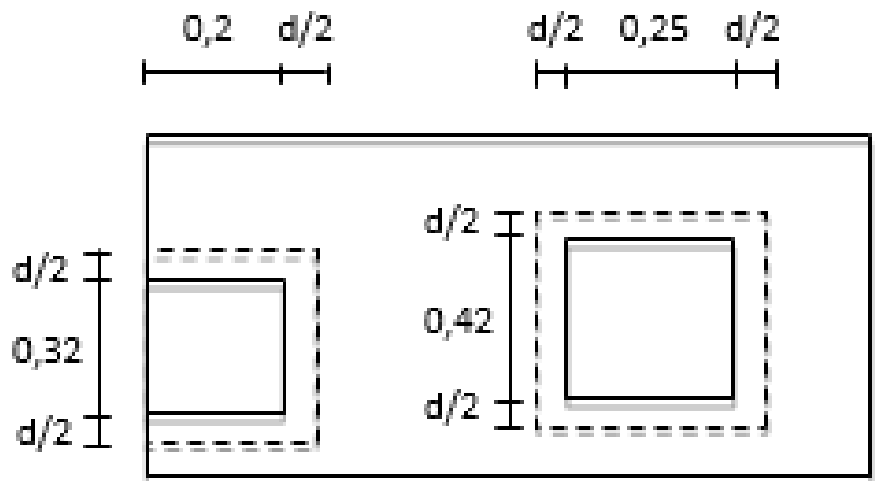


Figura 111 Corte Bidireccional

COLUMNA B2 – C2

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$V_c = V_n = 1,06 \sqrt{210} \times [(4d + 1)] \times 10d [Tn]$$

$$\emptyset V_c = 460,8d^2 + 115,2d$$

$$V_u = 2,415 [2,04 - (d + 0,25) * (d + 0,42)]$$

$$V_u = 4,673 - 1,618d - 2,415d^2$$

$$\emptyset V_c = V_u$$

$$115,2d + 460,8d^2 = 4,673 - 1,618d - 2,415d^2$$

$$d = 0,035m \approx 0,04m$$

$$\text{Se escoge } d = 0,04m = 4cm$$

$$\text{Asumiendo } \emptyset = 20mm$$

$$H = 4 + 7,5 + 1,5 (2) = 14,5cm \approx 15cm$$

$$\text{Adopto } H = 30cm$$

$$dT = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5cm$$

$$dL = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5cm$$

3. Diseño del refuerzo

3.1. Refuerzo longitudinal superior

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times B \times d = 0,0018 \times 118 \times 21,5 = 4,567 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,03 \quad 10 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm} @ 11\text{cm}$$

$$S = \frac{118 - 15 - 0,8}{10 - 1} = 11,35 \text{ cm}$$

3.2 Refuerzo transversal superior $A_{s \min}$ de amarre

$$A_{s \min} = 0,0018 \times 170 \times 19,5 = 5,967 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,03\text{cm}^2 \quad 12 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm} @ 14\text{cm}$$

3.3 Refuerzo longitudinal inferior

$$A_{s \min} = 0,0018 \times 118 \times 21,5 = 4,567 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,03 \quad 10 \varnothing 8\text{mm} @ 11\text{cm}$$

3.4 Refuerzo transversal inferior min por contracción y temperatura.

$$A_{s \min} = 0,0018 \times L \times d = 0,0018 \times 170 \times 19,5 = 5,967\text{cm}^2$$

$$12 \text{ varillas } \varnothing 8\text{mm} @ 14\text{cm}$$

4 Verificación de la presión de contacto en condiciones de servicio

$$P. \text{ Plinto} = 1,70 \times 1,18 \times 0,3 \times 2,4 = 1,44 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Relleno} = 170 \times 118 \times 0,3 \times 1,36 = 0,818 \text{ Tn}$$

$$P. \text{ Edificación} = \underline{3,68 \text{ Tn}}$$

$$PT = 5,938 \text{ Tn}$$

$$q_o = \frac{PT}{A_o} < q_{\text{adm}}$$

$$q_o = \frac{5,938 \text{ Tn}}{2,006 \text{ m}^2} = 2,96 \text{ T/m}^2 < 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Dimensiones de diseño: L = 1,7m ; B = 1,2m ; H = 0,3m

5 Detalle constructivo

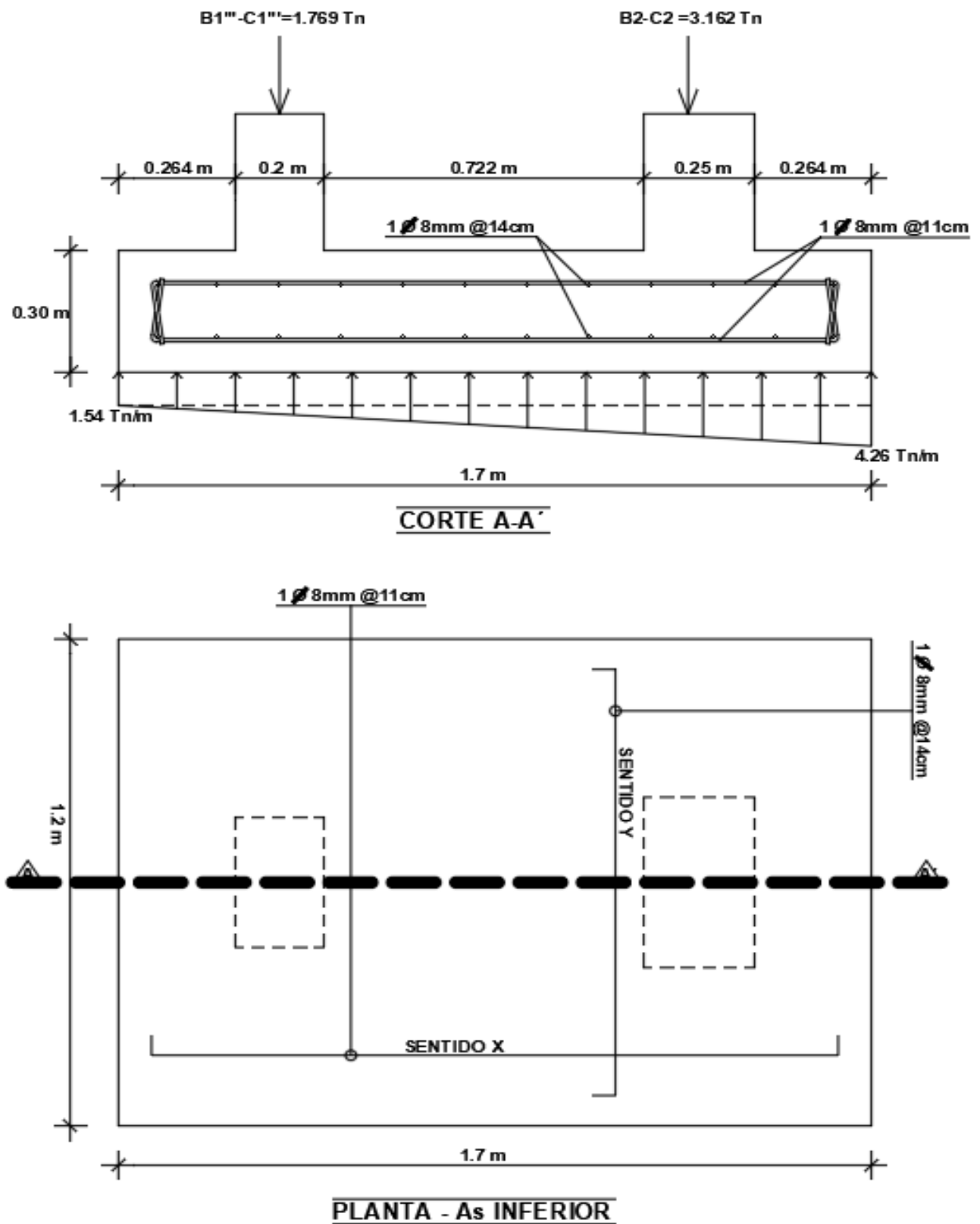


Figura 112 Plinto combinado de columnas B1'''- C1''' y B2 – C2

PLINTO B1' - C1'

1. Planta, dimensionamiento en condiciones de servicio

$$q_0 = \frac{PT}{A_0} < q_{adm}$$

$$P. \text{ Plinto} = 0,6 \times L \times 0,3 \text{m} \times 2,4 = 0,432 L$$

$$P. \text{ relleno} = 0,6 \times L \times 0,3 \text{m} \times 1,36 = \underline{0,2448 L}$$

$$P. \text{ Edificio} = 1,94 \text{ Tn}$$

$$q_0 = \frac{1,94 + 0,677 L}{0,6 L} = 5 \quad 1,94 = 2,323 L$$

$$L = 0,84 \text{m} \approx 0,9 \text{m}$$

2. Diseño de peralte para condiciones últimas netas

$$q_{sun} = \frac{P_u}{BL} = \frac{2,66 \text{ Tn}}{[(0,6)(0,9)]\text{m}^2} = 4,93 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_u = 1,2 D + 1,6 L = 2,66 \text{ Tn}$$

2.1. Corte unidireccional "Transversal"

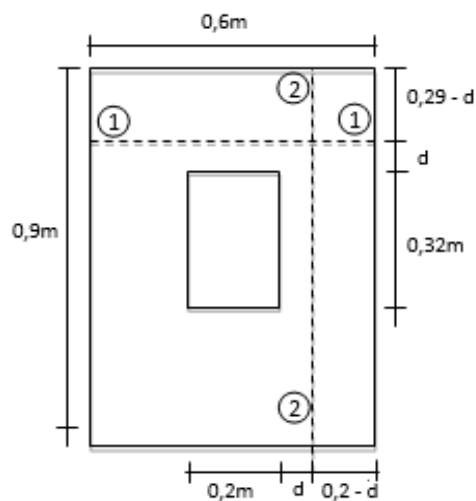


Figura 113 Corte unidireccional "Transversal"

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$V_n = V_c = 0,53 \sqrt{210} \times 0,6 \times 10d \text{ [Tn]} = 46,08 d$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (46,08d) = 34,56 d$$

$$V_u = \sum F(s) = 0$$

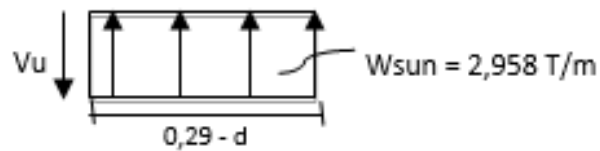
$$(4,93) (0,6) (0,29 - d) = V_u$$

$$V_u = 0,858 - 2,958 d$$

$$\emptyset V_n = V_c$$

$$34,56 d = 0,858 - 2,958 d$$

$$d = 0,023m$$



2.2 Corte unidireccional “longitudinal”

$$V_n = V_c = 0,35 \sqrt{210} \times 0,9 \times 10d \text{ [Tn]}$$

$$V_n = 45,648 d$$

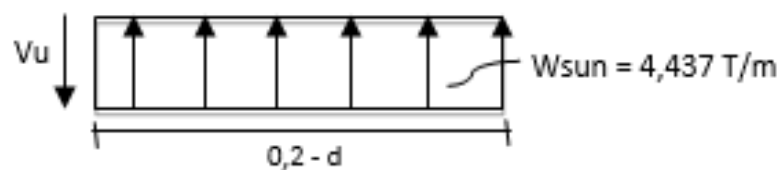
$$\emptyset V_n = 0,75 (45,648 d) = 34,236 d$$

$$V_u = \sum F(s) \text{ a la derecha de la sección crítica}$$

$$V_u = (4,437) (0,2 - d) = 0,887 - 4,437 d$$

$$\emptyset V_n = V_u$$

$$34,236 d = 0,887 - 4,437 d \quad d = 0,023m$$



2.2. Corte Bidireccional o de punzonamiento

$$V_c = 1,06 \sqrt{210} \times (1,04 + 4d) \times 10d \text{ [Tn]} \quad b_o = 1,04 + 4d$$

$$V_c = 159,75 d + 614,43 d^2$$

$$\phi V_c = 0,75 (159,75d + 614,43d^2) = 119,81 d + 460,82 d^2$$

$$V_u = \sum \text{Fuerzas dentro de la sección crítica}$$

$$V_u = P_u - q_{\text{sun}} (0,20 + d) (0,32 + d) = 2,66 - 4,93 (0,064 + 0,2d + 0,32d + d^2)$$

$$V_u = 2,66 - 0,3155 - 2,564d - 4,93d^2 = 2,345 - 2,564d - 4,93d^2$$

$$\phi V_c = V_u$$

$$119,81d + 460,82d^2 = 2,345 - 2,564d - 4,93d^2$$

$$465,75d^2 + 122,374d - 2,345 = 0$$

$$d = 0,0179 \approx 0,02\text{m}$$

$$\text{Peralte seleccionado} = 0,023\text{m} = 2,3\text{cm}$$

$$H = d + r + 1,5 \phi = 2,3 + 7,5 + 3 = 12,8\text{cm}$$

Se asume $\phi =$

$$20\text{mm} = 2\text{cm}$$

$$H = 15\text{cm} \quad \text{Peralte insuficiente!}$$

$$\text{Se adopta } H = 30\text{cm} \quad \text{Peralte mínimo}$$

$$d_B = 30 - 7,5 - 1,5 (2) = 19,5\text{cm}$$

$$d_L = 30 - 7,5 - 0,5 (2) = 21,5\text{cm}$$

3. Diseño del refuerzo

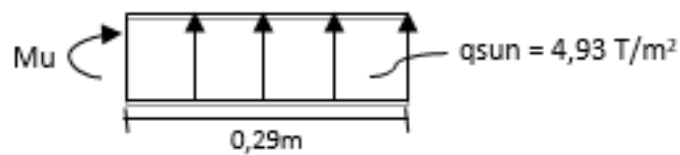
3.1. Refuerzo longitudinal

$$A_s = 0,85 \frac{210}{4200} \times 60 \times 21,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,124 \times 10^5}{0,9 \times 60 \times 21,5^2 \times 210}} \right] = 0,1532 \text{ cm}^2$$

$$\sum M_{sc} = 0$$

$$M_u = (4,93) (0,6) (0,29) (0,145)$$

$$M_u = 0,124 \text{ T.m}$$



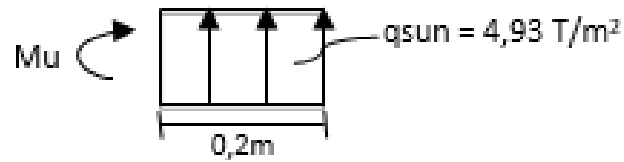
$$\rho = \frac{0,1532}{60 \times 21,5} = 0,000119 < 0,0018$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \times 60 \times 21,5 = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ varillas } \varnothing 8 \text{ mm @ } 11 \text{ cm}$$

$$S = \frac{60 - 15 - 0,8}{4} = 11,05 \text{ cm}$$

3.2. Refuerzo transversal



$$\sum sc = 0$$

$$Mu = (4,93) (0,9) (0,2) (0,1)$$

$$Mu = 0,0887 \text{ T.m}$$

$$As = 0,85 \times \frac{210}{4200} \times 90 \times 19,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times 0,088 \times 10^5}{0,9 \times 90 \times 19,5^2 \times 210}} \right] = 0,1198 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0,0018 \times 90 \times 19,5 = 3,159 \text{ cm}^2$$

$$As = 3,52 \text{ cm}^2 \quad 7 \text{ varillas } \varnothing 8 \text{ mm @ } 12 \text{ cm}$$

$$S = \frac{90 - 15 - 0,8}{6} = 12,36 \text{ cm}$$

$$1 \text{ } 8 \text{ mm @ } 12 \text{ cm}$$

4. Verificación de la presión de contacto en condiciones de servicio

$$\begin{aligned} \text{P. Plinto} &= 0,6 \times 0,9 \times 0,3 \times 2,4 = 0,389 \text{ Tn} \\ \text{P. Relleno} &= 0,6 \times 0,9 \times 0,3 \times 1,36 = 0,220 \text{ Tn} \\ \text{P. Edificación} &= \underline{1,940 \text{ Tn}} \\ \text{PT} &= 2,549 \text{ Tn} \end{aligned} \quad q_0 = \frac{\text{PT}}{\text{Ao}} < q_{\text{adm}}$$

$$q_0 = \frac{2,549 \text{ Tn}}{0,54 \text{ m}^2} = 4,72 \text{ T/m}^2 < 5 \text{ T/m}^2 \quad \text{OK}$$

Dimensiones de diseño: L = 0,9m; B = 0,6m; H = 0,3m

Las cargas del plinto B1'- C1' son similares a las del plinto B1- C1 y a las del plinto B1''- C1'', por lo tanto, el diseño de la cimentación es el mismo para los 3 plintos mencionados



TEMA: EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA A
BASE DE CONTENEDORES
RECICLADOS PARA LA PARROQUIA
PEDERNALES

CONTENIDO:

- PLANTA DE CIMENTACIÓN
- CUADRO DE PLINTOS

AUTOR:
GABRIELA AVILÉS

DIRECTOR:
ING. MARCELO GUERRA

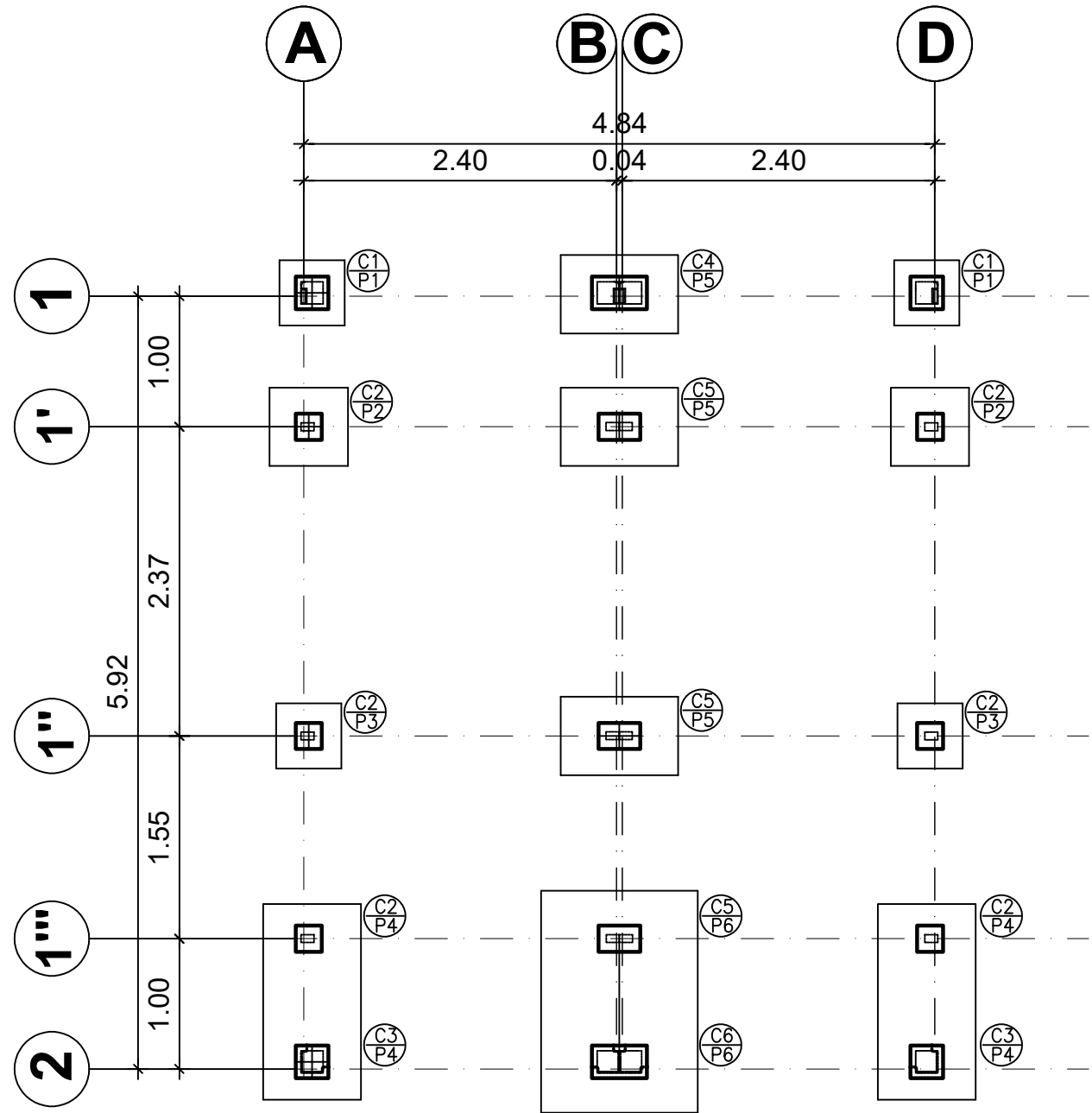
CORRECTORES:
ING. PATRICIO CASTRO
ING. ESTUARDO PAEZ

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:

23

23



PLANTA DE CIMENTACION
ESC: 1-50

CUADRO DE PLINTOS									
TIPO	NUMERO	UBICACION	DIMENSIONES (cm)			REFUERZO			
			A	B	H	SENTIDO X		SENTIDO Y	
						INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR
P1	2	A1, D1	50	50	30	1 Ø 8 @ 11cm =4 Ø 8		1 Ø 8 @ 11cm =4 Ø 8	
P2	2	A1', D1'	60	60	30	1 Ø 8 @ 11cm =5 Ø 8		1 Ø 8 @ 11cm =5 Ø 8	
P3	2	A1'', D1''	50	50	30	1 Ø 8 @ 11cm =4 Ø 8		1 Ø 8 @ 11cm =4 Ø 8	
P4	2	A1'''-A2, D1'''-D2	75	150	30	1 Ø 8 @ 11cm =6 Ø 8	1 Ø 8 @ 11cm =6 Ø 8	1 Ø 8 @ 13cm =11 Ø 8	1 Ø 8 @ 13cm =11 Ø 8
P5	3	B1-C1, B1'-C1', B1''-C1''	60	90	30	1 Ø 8 @ 11cm =5 Ø 8		1 Ø 8 @ 12cm =7 Ø 8	
P6	1	B1'''-C1'''-B2-C2	120	170	30	1 Ø 8 @ 11cm =10 Ø 8	1 Ø 8 @ 11cm =10 Ø 8	1 Ø 8 @ 14cm =12 Ø 8	1 Ø 8 @ 14cm =12 Ø 8

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Sabiendo que el trabajo de fin de carrera tiene como objetivo hacer un estudio del comportamiento estructural de viviendas con contenedores reciclados, se analiza y diseña las dos primeras tipologías arquitectónicas propuestas. La vivienda tipo tres se descarta debido a que tiene muros estructurales o muros de corte y los contenedores no trabajan como estructura
- Las estructuras de los contenedores se diseñan para las condiciones constructivas más críticas, para esto se hace que las columnas de los contenedores de cada planta queden adosadas sin ningún tipo de unión entre ellas, haciendo que estas trabajen como estructuras independientes, menos rígidas y más económicas; por otra parte, en el modelado se eliminan las vigas de planta baja de los contenedores y se coloca apoyos articulados en cada una de las columnas. El diseño para las condiciones constructivas más críticas garantiza la seguridad de los ocupantes
- Las deformaciones de elementos estructurales en grandes luces y volados son controladas a través de riostras o elementos como vigas y columnas de mayor espesor que disminuyen las deflexiones considerablemente
- Los diseños estructurales con contenedores realizados en las dos tipologías de vivienda, muestran que las dimensiones de elementos como vigas y columnas son insuficientes para resistir las cargas gravitacionales y sísmicas, por esta razón se añade elementos de refuerzo como riostras, columnas de refuerzo o placas metálicas, así como también hace un incremento en espesores de columnas. Construir con contenedores no es una alternativa tan económica por los nuevos elementos de refuerzo que se incrementa a la estructura original
- Teniendo en cuenta que programa Etabs trabaja con las combinaciones de carga más críticas en la superestructura y que en estas condiciones los elementos estructurales más críticos mostraron eficiencias de 98 a 100

por ciento, se determina que las estructuras propuestas resisten cargas gravitacionales y sísmicas bajo las condiciones más desfavorables que se puedan presentar

- Las cargas mayoradas que se transmiten a la cimentación son inferiores a cuatro toneladas y en el diseño resultan zapatas con dimensiones inferiores a las mínimas, por esta razón se adopta dimensiones de zapatas y peraltes mínimos

7.2 RECOMENDACIONES

- Verificar que los elementos estructurales de los contenedores estén en buen estado antes de construir, a través de los ensayos de resistencia para contenedores proporcionados en las normas ISO
- Construir los contenedores como estructuras independientes separadas, conforme a lo propuesto en el modelo estructural para ahorrar gastos de soldadura u otro tipo de unión
- Sellar las juntas que quedan entre los contenedores para evitar corrosión o el ingreso de agua a las viviendas y amortiguar el golpe entre contenedores en caso de sismo
- Colocar los elementos de refuerzo y soldaduras como se indica en los planos para garantizar la seguridad de los usuarios de las viviendas
- Colocar una placa base metálica empernada en la cabeza de columna de cada una de las zapatas de hormigón armado, para hacer que los apoyos trabajen como articulaciones

BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction . (2015). *Especificación ANSI/AISC 360 -10 para la Construcción de Acero.* . Chile : Asociación Latinoamericana del Acero.
- Arquitectura. (s.f). *Palataforma Arquitectura*. Obtenido de •
https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/889323/11-consejos-que-debes-considerar-antes-de-construir-una-casa-de-containers?utm_source=Whatsapp=IM=share-button
- Benito, J. L., & Carretero, J. (2010). *Principios Básicos de Estructuras Metálicas Segunda edición*. España: Delta.
- Comité ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).Segunada edició*n. USA.
- Ecuavisa. (2016). *Terremoto en Ecuador*. Recuperado el 26 de Noviembre de 2018, de Disponible en:
<http://www.ecuavisa.com/articulo/terremoto/noticias/157091-acnur-pide-mas-ayuda-ecuador-refugiados-que-acoge>
- El Comercio. (2017). *Viviendas terremoto Pedernales*. Recuperado el 27 de Noviembre de 2018, de <http://www.elcomercio.com/actualidad/pedernales-vivienda-terremoto-negocio-damnificados.html>.
- Guerra, M. (. (2015). *Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero utilizando Etab*s y NEC 2015.*Primera edició*n . Quito : Gamaprint.
- ISO 1496-1. (2013). *General Cargo containers for general purposes*.
- ISO 668. (2013). *International Standard. Series 1 freigth containers-Classification, dimensions and ratings. Sixth edition* .
- Kassimali, A. (2015). *Análisis Estructural Quinta edició*n. México, : DF Cengage Learning.
- Kotnik, J. (2013). *New Container Architecture. Primera edición*. Barcelona, España .
- McCorman, J. (2010). *Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial. Cuarta edició*n. México : Alfaomega .
- McCorman, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero. (ed) 5ta. S.A. de C.V.* México: Alfaomega .
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC*. Quito.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC*. Quito.

Peña, D. R. (2011). *Diseño práctico de estructuras de acero*.

PRDU 2006-2026. (2006). *Plan regulador de Desarrollo Urbano del Cantón Pedernales*. Pedernales.

Steinecker Containerhandel. (s.f). *Thechinal specification for typical stell dry cargo container "SIDE DOOR"*.

ANEXOS

ANEXO 1. ESTUDIO DE SUELO REFERENCIAL

Fuente: MUNICIPIO DE PEDERNALES

A continuación se detalla el estudio de suelos ejecutada por la empresa Construsuelos, Ing. Carlos Tuquerrez MSc, realizado en la Av. García Moreno y calle Tulcán. (Vía al Carmen).

De acuerdo con los resultados obtenidos en las perforaciones, tanto de los ensayos de penetración estándar, como de la clasificación visual manual y ensayos de laboratorio, se puede resumir la siguiente estratigrafía:

PERFORACIÓN 1.

De 1.00 A 1.50 m. Limo arcilloso de color café, tonalidad clara, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 2.00 A 2.50m. Limo arcilloso de color café, tonalidad clara, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 3.00 A 3.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 4.00 A 4.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 5.00 A 5.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 6.00 A 6.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 7.00 A 7.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 8.00 A 8.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 9.00 A 9.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

NIVEL FREÁTICO: No se localizó nivel freático hasta la profundidad estudiada.

PERFORACIÓN 2

De 1.00 A 1.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 2.00 A 2.50m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 3.00 A 3.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 4.00 A 4.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 5.00 A 5.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 6.00 A 6.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 7.00 A 7.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 8.00 A 8.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 9.00 A 9.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

NIVEL FREÁTICO: No se localizó nivel freático hasta la profundidad estudiada.

PERFORACIÓN 3

De 1.00 A 1.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 2.00 A 2.50m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 3.00 A 3.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 4.00 A 4.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 5.00 A 5.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 6.00 A 6.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 7.00 A 7.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 8.00 A 8.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 9.00 A 9.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

NIVEL FREÁTICO: No se localizó nivel freático hasta la profundidad estudiada.

PERFORACIÓN 4

De 1.00 A 1.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 2.00 A 2.50m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 3.00 A 3.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 4.00 A 4.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 5.00 A 5.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 6.00 A 6.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 7.00 A 7.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 8.00 A 8.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 9.00 A 9.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

NIVEL FREÁTICO: No se localizó nivel freático hasta la profundidad estudiada.

PERFORACIÓN 5

De 1.00 A 1.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 2.00 A 2.50m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 3.00 A 3.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 4.00 A 4.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 5.00 A 5.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 6.00 A 6.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 7.00 A 7.50 m. Limo arcilloso de tonalidad verdosa, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 8.00 A 8.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

De 9.00 A 9.50 m. Limo arcilloso de color café, de naturaleza inorgánica y alta plasticidad (altamente compresible).

NIVEL FREÁTICO: No se localizó nivel freático hasta la profundidad estudiada.

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES

Criterio de cimentación

La cimentación de la estructura debe satisfacer dos criterios de diseño fundamentales.

1. La presión máxima transmitida al suelo de cimentación no debe exceder a la capacidad de carga admisible recomendada.

2. Los movimientos resultantes de los asentamientos desarrollados, sean elásticos o de consolidación, deben estar dentro de los límites tolerables. Los valores de los asentamientos elásticos se encuentran especificados en el numeral 4.4.

Cálculo de la capacidad admisible (qa)

Para el cálculo de la capacidad admisible se han utilizado las fórmulas de Meyerhof:

$$q_a = N_{corr} * \frac{Kd}{1.2} * \left(\frac{b+0.305}{b} \right)^2$$

$$C_n = (98/\sigma'_v) 0,5$$

$$N_{corr} = C_n \times N (60)$$

$$N (60) = N \times C_E \times C_B \times C_S \times C_R$$

$$K_d = 1 + 0.33^*$$

Dónde:

q_a = presión admisible neta del suelo T/m²).

N_{corr} = Número de golpes corregido.

B = ancho de zapata (pies)

D_f = profundidad de desplante (pies)

Los coeficientes de corrección están basados en los estudios de Skempton

TABLANº1: Valores típicos de ER_i , (Skempton, 1986; Clayton, 1990)

PAÍS	TIPO DE MARTILLO	MECANISMO ELEVADOR	$ER_i(\%)$	$C_E = ER_i(\%)/60$
USA	De seguridad Cilíndrico	2 giros de la sog a en el torno	55	0.92
			45	0.75
Japón	Automático Cilíndrico	2 giros de la sog a en el torno	78-85	1.30-1.42
			65-67	1.08-1.12
China	Automático Cilíndrico	Transportador o relevador	60	1.00
		Manual	55	0.92
UK	Automático	Transportador o relevador	73	1.22

TABLANº2: Correcciones de la prueba SPT modificado por Skempton (1986) y listados por Roberston y Wride (1998)

FACTOR DE CORRECCIÓN	VARIABLE DEL EQUIPO	CORRECCIÓN
Diámetro de perforación C_B	65 – 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Longitud del varillaje C_R	3 - 4 m	0.75
	4 - 6 m	0.85
	6 - 10 m	0.95
	10 - 30 m	1.0
	> 30 m	<1.0
Tipo de muestreador C_S	Muestreador estándar	1.0
	Muestreador sin guías	1.1 – 1.3

Tabla Nº3: Capacidad de carga admisible

PROFUNDIDAD EXCAVACIÓN (m)	P-1 q_a (t/m ²)	P-2 q_a (t/m ²)	P-3 q_a (t/m ²)	P-4 q_a (t/m ²)	P-5 q_a (t/m ²)
1.0 0 – 1.5	20	7	8	6	7

2.0 0 – 2.5	14	5	6	7	5
3.0 0 – 3.5	11	9	14	9	10
4.0 0 – 4.5	14	13	13	13	14
5.0 0 – 5.5	14	15	13	13	15
6.0 0 – 6.5	12	16	12	14	16
7.0 0 – 7.5	14	16	14	16	15

8.00 – 8.50	16	18	18	18	16
9.00 – 9.50	17	20	17	21	19

ENSAYO SPT

